

Dimensionamento de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica Segundo o Eurocódigo

João Alberto Epalanga

Dissertação de Mestrado

Orientador: Prof. José Luís Soares Esteves



Mestrado Integrado em Engenharia Mecânica

Janeiro de 2019

À minha família

Resumo

Esta dissertação trata do dimensionamento em estruturas metálicas, de um pavilhão industrial, tendo como pilar base o Eurocódigo.

Inicialmente são abordadas situações de cargas provocadas pelas ações naturais. A partir das ações, são definidos componentes como o revestimento da estrutura, as madres e os pórticos da estrutura principal. Os cálculos são feitos de forma sequencial, sendo que o dimensionamento de cada componente tem em conta o esforço causado pelos componentes anteriores.

De forma complementar foi feita uma análise aos elementos de ligação da estrutura, mais especificamente às ligações aparafusadas, presentes nas zonas mais solicitadas.

Assim tanto os componentes da estrutura como as ligações são dependentes das combinações de ações provocadas por cargas da neve, do vento e sobrecargas.

PALAVRAS - CHAVE: Eurocódigo, Pavilhões Industriais, Estruturas Metálicas.

Steel Structural Design of an Industrial Pavilion According Eurocode

Abstract

This dissertation deals with the structural design of an industrial pavilion, according to the Eurocode.

Initially, numerous situations of natural phenomena triggered loads are studied. From these loads, the structural components like the roof sheeting, the roof battens and the main structure are defined. The computations are performed in a sequential way, and the mechanical design of each component had into account the loads produced by adjacent components.

Moreover, the connection elements of the structure, more specifically, bolted connections present in the most stressed region, are approached.

Therefore, the definition of all components of the structure, including the connections, are dependent on the combinations of loads originated by snow, wind, and overload.

KEYWORDS: Eurocode, Industrial Pavilion, Steel Structures.

Agradecimentos

Primeiramente agradeço a Deus Pai pelas bênçãos.

Agradecer aos meus pais e irmãos por todo apoio e compressão mesmo estando distante, pois eles foram os meus pilares. Agradecer a Carina Luz pelo companheirismo e por fazer-me acreditar sempre. As minhas tias cá em Portugal que fazem sentir-me como se estivesse em casa.

Venho agradecer também ao professor José Luís Esteves pelo ensino e pela disponibilidade, isso foi um extra motivacional para mim. Ao professor Carlos Pinho, pois foi como um padrinho, aquele que na faculdade sempre me motivou durante as pequenas conversas e inspirou-me confiança.

Aos meus amigos pelas forças e partilhas de momentos, ao pessoal da RUF e a todo aquele que de alguma forma fez parte deste percurso trabalhoso e de grande aprendizagem.

Índice de Conteúdos

1	Introdução	1
1.1	Definição do problema	1
2	Definição das ações	3
2.1	Neve.....	3
2.2	Vento	4
2.2.1	Velocidade do vento e pressão dinâmica.....	4
2.3	Valores de referência do vento	4
2.3.1	Vento médio	4
2.3.1.1	Turbulência do vento	5
2.3.1.2	Pressão dinâmica de pico.....	5
2.3.2	Ações do vento	5
2.3.3	Coeficientes de pressão	6
2.3.3.1	Paredes verticais de edifícios de planta retangular.....	6
2.3.3.2	Cobertura em terraço de duas vertentes.....	9
2.3.3.3	Pressão interior	11
2.3.4	Resultante dos coeficientes de pressão	12
2.3.4.1	Vento transversal	12
2.3.4.2	Vento longitudinal	14
2.4	Sobrecarga	15
3	Seleção dos painéis de revestimento	17
3.1	Painéis de fachada	17
3.2	Painéis de cobertura.....	18
4	Dimensionamento das madres	21
4.1	Madres de fachada	21
4.1.1	Fachadas laterais.....	21
4.1.1.1	Vento transversal	22
4.1.1.2	Vento longitudinal	22
4.1.1.3	Peso dos painéis.....	23
4.1.1.4	Perfil selecionado para madres laterais	23
4.1.1.5	Estado limite último	24
4.1.1.6	Estado limite de utilização.....	24
4.1.2	Fachadas de empena	25
4.1.2.1	Vento transversal	25
4.1.2.2	Vento longitudinal	26
4.1.2.3	Peso do painel.....	26
4.1.2.4	Perfil selecionado para madres de empena.....	27
4.1.2.5	Estado limite último	27
4.1.2.6	Estado limite de utilização.....	28
4.2	Madres de cobertura	28
4.2.1	Determinação das cargas e seus componentes	29
4.2.1.1	Sobrecarga	29
4.2.1.2	Neve.....	29
4.2.1.3	Vento	30
4.2.1.4	Peso do painel.....	30
4.2.1.5	Somatório das cargas	30
4.2.1.6	Perfil selecionado para madres de cobertura	31

4.2.1.7	Estado limite último	32
4.2.1.8	Estado limite de utilização.....	32
5	Cargas transmitida a estrutura principal	33
5.1	Vento transversal	33
5.1.1	Fachadas laterais.....	33
5.1.2	Cobertura	35
5.2	Vento longitudinal	38
5.2.1	Fachada lateral	39
5.2.2	Cobertura	40
5.3	Peso das madres e painéis.....	41
5.3.1	Fachadas laterais.....	41
5.3.2	Cobertura	43
5.4	Neve.....	44
5.5	Sobrecarga	45
5.6	Combinação de ações para a estrutura principal	46
6	Dimensionamento da estrutura principal	49
6.1	Dimensionamento das travessas	50
6.1.1	Classificação das secções transversais EC3	51
6.1.2	Verificação ao estado limite último pelo EC3.....	52
6.2	Dimensionamento dos pilares.....	58
6.2.1	Verificação ao estado limite último pelo EC3.....	59
6.2.2	Verificação ao estado limite de utilização.....	63
6.3	Cartela de reforço	64
6.3.1	Banzo superior.....	67
6.3.2	Banzo inferior	67
7	Pilares da fachada de empena e contraventamentos	69
7.1	Dimensionamento dos pilares de fachada de empena	69
7.1.1	Verificação ao estado limite último.....	71
7.2	Dimensionamento dos contraventamentos	71
7.2.1	Contraventamentos de cobertura	72
7.2.1.1	Montantes	73
7.2.1.2	Diagonais	75
7.2.2	Contraventamentos laterais.....	76
7.2.2.1	Montantes	77
7.2.2.2	Diagonal	77
8	Ligações aparafusadas	79
8.1	Ligação da travessa ao pilar.....	80
8.2	Ligação topo a topo da travessa.....	84
8.2.1	Parafusos dos banzos	85
8.2.2	Parafusos da alma	86
8.3	Ligação na cumeeira.....	88
9	Conclusões e perspectivas de trabalho futuro	91
	Referências	93
	ANEXO A: Coeficientes de pressão	95
	ANEXO B: Fator de imperfeição α	99

ANEXO C:	Momento Crítico Elástico.....	101
ANEXO D:	Métodos para determinar o fator de interação k_{ij}	103
ANEXO E:	Ligação aparafusada	108

Índice de Figuras

Figura 1 Pressão exercida em superfícies.....	6
Figura 2 Altura de referência em função de h e b, e forma do perfil de pressão dinâmica	7
Figura 3 Divisão por zonas nas fachadas devido o vento transversal	7
Figura 4 Representação dos coeficientes de pressão exterior devido ao vento transversal nas fachadas	8
Figura 5 Representação dos coeficientes de pressão exterior devido ao vento longitudinal nas fachadas	9
Figura 6 Representação da inclinação das vertentes	9
Figura 7 Divisão das zonas devido ao vento transversal na cobertura	9
Figura 8 Divisão das zonas devido ao vento longitudinal na cobertura	10
Figura 9 Coeficiente de pressão interior em função do índice de aberturas μ e do quociente h/d	11
Figura 10 Representação por zona dos coeficientes de pressão devido ao vento transversal cobertura em sucção	13
Figura 11 Representação por zona dos coeficientes de pressão devido ao vento transversal cobertura em pressão	13
Figura 12 Representação por zona dos coeficientes de pressão devido ao vento longitudinal	14
Figura 13 Pannel da fachada.....	18
Figura 14 Pannel da cobertura.....	20
Figura 15 Esquema estático das madres de cobertura e fachada lateral	21
Figura 16 Esquema do perfil da madre de fachada e atuação das cargas.....	21
Figura 17 Esquema da carga e diagrama de momento fletor das madres de fachada lateral devido ao vento transversal	22
Figura 18 Esquema da carga e diagrama de momento fletor das madres de fachada lateral devido ao vento longitudinal	23
Figura 19 Esquema da carga e diagrama de momento fletor das madres de fachada lateral devido ao peso do pannel	23
Figura 20 Esquema da carga e diagrama de momento fletor das madres de fachada lateral devido ao peso do perfil	24
Figura 21 Representação da vista traseira	25
Figura 22 Esquema da carga e diagrama de momento fletor das madres de fachada de empena devido ao vento transversal	26
Figura 23 Esquema da carga e diagrama de momento fletor das madres de fachada de empena devido ao vento longitudinal	26
Figura 24 Esquema da carga e diagrama de momento fletor das madres de fachada de empena devido ao peso do pannel	27
Figura 25 Esquema da carga e diagrama de momento fletor das madres de fachada de empena devido ao peso do perfil.....	27

Figura 26 Esquema representativo das madres de cobertura.....	29
Figura 27 Esquema de carga aplicada segundo zz e diagrama de momento fletor em yy para as madres de cobertura.....	30
Figura 28 Esquema de carga aplicada segundo yy e diagrama de momento fletor em zz para as madres de cobertura.....	31
Figura 29 Esquema de carga aplicada devido ao peso próprio segundo zz e diagrama de momento fletor em yy para as madres de cobertura.....	31
Figura 30 Esquema de carga aplicada devido ao peso próprio segundo yy e diagrama de momento fletor em zz para as madres de cobertura	32
Figura 31 Esquema de carga aplicada à madre de fachada lateral a barlavento.....	33
Figura 32 Esquema de carga aplicada à madre de fachada lateral a sotavento	34
Figura 33 Esquema de carga aplicada à primeira madre de cobertura a barlavento	35
Figura 34 Esquema de carga aplicada à segunda madre de cobertura a barlavento.....	36
Figura 35 Esquema de carga aplicada à madre da zona I na cobertura a sotavento.....	37
Figura 36 Forças pontuais transmitidas ao pórtico devido ao vento transversal	38
Figura 37 Esquema de carga aplicada à madre da fachada lateral devido ao vento longitudinal	39
Figura 38 Esquema de carga aplicada à madre de cobertura devido ao vento longitudinal.....	40
Figura 39 Forças pontuais transmitidas ao pórtico devido ao vento longitudinal	41
Figura 40 Esquema de carga aplicada as madres da zona intermédia da fachada lateral devido ao peso das madres e do painel.....	42
Figura 41 Esquema de carga aplicada às madres das extremidades da fachada lateral devido ao peso das madres e do painel	42
Figura 42 Esquema de carga aplicada as madres da zona intermédia da cobertura devido ao peso das madres e do painel.....	43
Figura 43 Esquema de carga aplicada às madres das extremidades da cobertura devido ao peso das madres e do painel.....	43
Figura 44 Forças pontuais transmitidas ao pórtico devido ao peso das madres e do painel	44
Figura 45 Esquema de carga aplicada às madres devido a neve	44
Figura 46 Forças pontuais transmitidas ao pórtico devido a neve.....	45
Figura 47 Esquema de carga aplicada às madres devido a sobrecarga	45
Figura 48 Forças pontuais transmitidas ao pórtico devido a sobrecarga.....	46
Figura 49 Diagrama do momento fletor da combinação 4	47
Figura 50 Diagrama do esforço cortante da combinação 4	48
Figura 51 Diagrama do esforço normal da combinação 4.....	48
Figura 52 Legenda do perfil IPE	50
Figura 53 Diagrama de momento fletor da travessa 2.....	50
Figura 54 Comprimento de encurvadura em viga bi-apoiada	54
Figura 55 Valores de C_1 e C_2 para casos com carregamento transversal (para $k=1.0$)	56

Figura 56 Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m para as travessas	57
Figura 57 Diagrama de momento fletor do pilar	58
Figura 58 Esquema para determinar o coeficiente β para pórticos de um piso	60
Figura 59 Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m para os pilares	62
Figura 60 Deformação da estrutura provocada pela combinação 4.....	64
Figura 61 Legenda da cartela de reforço	65
Figura 62 Representação da fachada de empena	69
Figura 63 Esquema do pilar da fachada de empena	70
Figura 64 Legenda do perfil para os contraventamentos.....	72
Figura 65 Esquema dos contraventamentos de cobertura	72
Figura 66 Esquema de carregamento dos contraventamentos de cobertura (Viga de Pratt)	73
Figura 67 diagrama de esforço normal dos contraventamentos de cobertura	73
Figura 68 Esquema dos contraventamentos lateral	76
Figura 69 Carga e diagrama de esforço dos contraventamentos laterais.....	76
Figura 70 Representação das zonas para ligações aparafusadas	79
Figura 71 Símbolo para definir a posição dos furos	80
Figura 72 Diagramas de esforço na ligação travessa - pilar <i>a) Momento fletor b) Esforço cortante e c) Esforço normal</i>	80
Figura 73 Ligação ortogonal com placa	81
Figura 74 Esforços na ligação topo a topo das travessas.....	84
Figura 75 União de viga topo a topo	85
Figura 76 Secção da viga.....	85
Figura 77 Ligação nos banzos	86
Figura 78 Ligação na alma	87
Figura 79 Esforços sobre a cobre-junta da alma.....	87
Figura 80 Diagramas de esforço da ligação na cumeeira <i>a) Momento fletor b) Esforço cortante e c) Esforço normal</i>	88

Índice de Tabelas

Tabela 1 Coeficiente de pressão exterior devido ao vento transversal.....	8
Tabela 2 Coeficiente de pressão exterior devido ao vento longitudinal nas fachadas	8
Tabela 3 Coeficiente de pressão exterior devido ao vento transversal na cobertura	10
Tabela 4 Coeficiente de pressão exterior devido ao vento longitudinal na cobertura	10
Tabela 5 Possibilidades de atuação dos coeficientes de pressão segundo a orientação do vento	11
Tabela 6 Resultante do coeficiente de pressão devido o vento transversal nas fachadas.....	12
Tabela 7 Resultante do coeficiente de pressão devido o vento transversal para a cobertura ...	12
Tabela 8 Resultante do coeficiente de pressão devido o vento longitudinal nas fachadas.....	14
Tabela 9 Resultante do coeficiente de pressão devido o vento longitudinal para a cobertura .	14
Tabela 10 Coeficientes de segurança.....	17
Tabela 11 Coeficiente para determinação do valor de combinação de uma ação variável	17
Tabela 12 Painel da fachada	18
Tabela 13 Combinações das diferentes ações para o dimensionamento dos painéis de cobertura	19
Tabela 14 Cargas por unidade de área das ações.....	19
Tabela 15 Painel da cobertura	20
Tabela 16 Coeficientes de pressão ao longo da madre devido ao vento longitudinal	22
Tabela 17 Características das madres de fachada lateral.....	23
Tabela 18 Coeficientes de pressão ao longo da madre devido ao vento transversal	26
Tabela 19 Características das madres de facha de empena	27
Tabela 20 Combinações de ações para a cobertura	28
Tabela 21 Características da madre de cobertura	31
Tabela 22 Reações nos pórticos devido a carga na fachada a barlavento	34
Tabela 23 Reações nos pórticos devido a carga na fachada a sotavento	34
Tabela 24 Coeficientes da primeira madre quando cobertura a barlavento	35
Tabela 25 Reações nos pórticos devido a carga da primeira madre na cobertura a barlavento	36
Tabela 26 Coeficientes da segunda madre quando cobertura a barlavento	36
Tabela 27 Reações nos pórticos devido a carga da segunda madre na cobertura a barlavento	37
Tabela 28 Reações nos pórticos devido a carga da madre da zona I na cobertura a sotavento	37
Tabela 29 Coeficientes da segunda madre a partir do topo quando cobertura a sotavento	38
Tabela 30 Coeficientes da fachada lateral quando vento longitudinal	39
Tabela 31 Reações nos pórticos devido a carga na fachada lateral	39
Tabela 32 Coeficientes da cobertura quando vento longitudinal	40
Tabela 33 Reações nos pórticos devido a carga na cobertura	40

Tabela 34 Reações na zona intermédia lateral dos pórticos devido a carga do peso das madres e do painel.....	42
Tabela 35 Reações na extremidade lateral dos pórticos devido a carga do peso das madres e do painel	42
Tabela 36 Reações na zona intermédia da cobertura dos pórticos devido a carga do peso das madres e do painel	43
Tabela 37 Reações na extremidade da cobertura dos pórticos devido a carga do peso das madres e do painel.....	44
Tabela 38 Reações nos pórticos devido a carga da neve	45
Tabela 39 Reações nos pórticos devido a sobrecarga.....	46
Tabela 40 Combinações de ações para a estrutura principal	47
Tabela 41 Esforços máximos nos pórticos	48
Tabela 42 Momento fletor nas secções das cartelas de reforço.....	49
Tabela 43 Dimensões do perfil da travessa	50
Tabela 44 Fatores de imperfeição para curva de encurvadura	54
Tabela 45 Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral	55
Tabela 46 Curvas de encurvadura lateral recomendadas para as secções transversais	56
Tabela 47 Dimensões do perfil do pilar.....	59
Tabela 48 Características do perfil das travessas para a cartela de reforço.....	65
Tabela 49 Perfil para fachada de empena	71
Tabela 50 Carga transmitidas ao contraventamentos de cobertura	72
Tabela 51 Esforços máximos nos contraventamentos de cobertura	73
Tabela 52 Característica do perfil dos Montantes	73
Tabela 53 Característica do perfil das Diagonais	75
Tabela 54 Esforços máximos nos contraventamentos laterais	77
Tabela 55 Valores nominais da tensão de cedência f_{yb} e da tensão de rotura f_{ub} dos parafusos.....	79
Tabela 56 Esforços na ligação travessa - pilar	80
Tabela 57 Esforços da ligação topo a topo da travessa	84
Tabela 58 Esforços da ligação na cumeeira.....	88

Simbologia

Capítulo 2

C_e	coeficiente de exposição
C_{dir}	coeficiente de direção
C_{season}	coeficiente de sazão
C_t	coeficiente de atrito
C_z	coeficiente dependente da zona
H	altitude do local
I_v	intensidade de turbulência
Q_k	valor característico da sobrecarga concentrada variável
b	largura da construção (comprimento da superfície à direção do vento)
c_o	coeficiente de orografia
c_{pe}	coeficiente de pressão para pressão exterior
c_{pi}	coeficiente de pressão para pressão interior
c_r	coeficiente de rugosidade
d	profundidade da construção
e	excentricidade de uma força ou distância ao bordo
h	altura de construção
k_r	coeficiente de terreno
q_k	valor característico da sobrecarga uniformemente distribuída
q_p	pressão dinâmica de pico
v_b	valor de referência da velocidade do vento
$v_{b,0}$	valor básico da velocidade de referência do vento
v_m	velocidade média do vento
s	carga da neve
s_k	valor característico da carga da neve ao nível do solo
w_e	pressão exterior exercida pelo vento
w_i	pressão interior exercida pelo vento
z	altura acima do solo
z_0	comprimento de rugosidade
$z_{0,II}$	comprimento de rugosidade
μ	índice de aberturas
μ_i	coeficiente de forma para a carga da neve

Capítulo 3

G	valor característico da ação permanente
Q	valor característico da ação variável
c_p	coeficiente de pressão
d_m	distância entre madres
q_i	carga provocada pela ação i
q_p	pressão dinâmica de pico
ψ_0	coeficiente para determinação do valor de combinação de uma ação variável
γ	coeficiente de segurança

Capítulo 4

E	módulo de elasticidade
I	momento de inércia
L	comprimento do perfil
M_f	Momento fletor
c_p	coeficiente de pressão
q_p	pressão dinâmica de pico
y_{adm}	flexa máxima admissível
$y_{máx}$	flexa máxima
σ_{Rd}	tensão de cedência
σ_{Sd}	tensão equivalente

Capítulo 5

F_t	força transmitidas a estrutura
c_p	coeficiente de pressão
d_p	distância entre pórticos
q_i	carga provocada pela ação i
q_p	pressão dinâmica de pico

Capítulo 6

A	área da secção transversal do perfil
C_{my}	coeficiente de momento uniforme equivalente
E	módulo de elasticidade
G	módulo de elasticidade transversal
I	momento de inércia
I_T	momento de inércia de torção
I_w	momento de inércia de bambeamento
L_e	comprimento equivalente
M_{cr}	momento crítico elástico de encurvadura lateral
M_{Rk}	valor de característico do momento fletor resistente da secção transversal condicionante
M_y	momento fletor no eixo y
M_{yG}	momento fletor devido o peso do perfil
N_{cr}	valor crítico do esforço normal para o modo de encurvadura
N_{Ed}	valor de cálculo do esforço normal atuante
N_{Rk}	valor de característico do esforço normal resistente da secção transversal condicionante
W	módulo de flexão
W_{el}	módulo de flexão elástico de uma secção transversal
W_{pl}	módulo de flexão plástico de uma secção transversal
b	largura da secção transversal do perfil
f_y	tensão de cedência
h	altura da secção transversal do perfil
i	raio de giração
k_{yy}	fator de interação
k_{zy}	fator de interação
l	comprimento
m	massa
α	fator de imperfeição
α_{LT}	fator de imperfeição para encurvadura lateral
χ	coeficiente de redução
χ_{LT}	coeficiente de redução para encurvadura lateral
Φ	valor para determinar o coeficiente de redução
Φ_{LT}	valor para determinar o coeficiente de redução para encurvadura lateral

$\bar{\lambda}$	esbelteza normalizada
$\bar{\lambda}_{LT}$	esbelteza normalizada para encurvadura lateral
$\delta_{m\acute{a}x}$	flexa máxima
δ_{adm}	flexa máxima admisvel
γ_M	coeficiente de segurança
μ	coeficiente de correção do comprimento de encurvadura
σ_{xx}	tensão equivalente
β	coeficiente de correção do comprimento de encurvadura nos pilares

Capítulo 7

E	módulo de elasticidade
L_e	comprimento equivalente
$N_{b,Rd}$	valor de cáculo do esforço normal resistente a encurvadura de um elemento comprimido
N_{cr}	valor crítico do esforço normal para o modo de encurvadura
N_{Ed}	valor de cáculo do esforço normal atuante
$N_{t,Rd}$	valor de cáculo do esforço normal resistente a tração
W	módulo de flexão
c_p	coeficiente de pressão
$d_{pilares}$	distância entre pelares
f_y	tensão de cedência do material
h	altura do pilar
l	comprimento do contraventamento
q_p	pressão dinâmica de pico
q_{vento}	carga provocada pelo vento
α	fator de imperfeição
χ	coeficiente de redução
γ_M	coeficiente de segurança
Φ	valor para determinar o coeficiente de redução
$\bar{\lambda}$	esbelteza normalizada
σ_{Sd}	tensão equivalente

Capítulo 8

A_r	secção resistente do parafuso
$F_{b,Rd}$	valor de cálculo da resistência ao esmagamento do parafuso
$F_{t,Ed}$	valor de cálculo do esforço de tração por parafuso no estado limite último
$F_{t,Rd}$	valor de cálculo da resistência à tração por parafuso
$F_{v,Ed}$	valor de cálculo do esforço de transverso por parafuso no estado limite último
$F_{v,Rd}$	valor de cálculo da resistência ao esforço transversal por parafuso
I	momento de inércia
M	momento fletor
N	esforço normal
V	esforço cortante
d	diâmetro do parafuso
d_0	diâmetro do furo
f_u	tensão de cedência da placa
f_{ub}	tensão de última do parafuso
f_{yb}	tensão de cedência do parafuso
k_t	coeficiente de esmagamento na direção perpendicular à transferência de carga
α_b	coeficiente de esmagamento na direção de transferência de carga
γ_{M2}	coeficiente de segurança
σ_c	tensão de compressão

1 Introdução

1.1 Definição do problema

O trabalho tem como objetivo inicial o dimensionamento de um pavilhão de uma nave segundo o Eurocódigo, e temos as seguintes características como dados principais do problema.

- Solução estrutural: Pórtico encastrado na base dos pilares (utilização de perfis normalizados de secção constante);
- Vão – 38 metros;
- Comprimento da nave – 50 metros;
- Distância entre pórticos – 5 metros;
- Altura do pilar – 10 metros;
- Distância entre madres de fachada e de cobertura entre 2 metros e 3 metros;
- Localização do pavilhão – Cidade da Covilhã, zona Industrial (altitude de 488 metros);
- Inclinação da vertente 15°.

Atualmente a construção metálica tem uma forte expressão, quer em Portugal ou no mundo. Este crescimento e valorização ocorre devido às diferentes propriedades e características que os materiais metálicos apresentam, tendo como principal vantagem a rapidez da montagem, uma vez que os materiais chegam à obra em condições de pré-montagem.

Através da unidade curricular, Estruturas Metálicas, surgiu o interesse de realizar um estudo específico e elaborado sobre o dimensionamento de um pavilhão.

Para a realização desta dissertação e elaboração de estudo, foi utilizado para o dimensionamento o Eurocódigo. Os Eurocódigos que são um conjunto de normas europeias que visam unificar critérios, e normas de cálculo e dimensionamento de estruturas, de acordo com o Eurocódigo [1]. Em Portugal há o anexo Nacional do Eurocódigo devido a parâmetros locais.

Deste modo, atendendo ao referido, a sequência do trabalho com base no Eurocódigo inicia no EN (1990) também conhecido como Eurocódigo 0, em que define as bases de projeto para a estrutura. De seguida utilizou-se o Eurocódigo (EN 1991) para as ações de estruturas e por fim o Eurocódigo (EN 1993) para projetos de estruturas em aço.

Assim de forma breve o trabalho encontra-se organizado da seguinte forma:

- O segundo capítulo, sendo que o primeiro é a introdução, trata das definições de ações, onde são determinadas ações que segundo a situação geográfica provocam esforços ao pavilhão, ações estas como: o vento, a neve e a sobrecarga. Para isso, foi determinada a carga por unidade de área. No vento, além da carga definida como pressão dinâmica, é também necessário determinar os coeficientes de pressão.
- O terceiro capítulo trata das primeiras componentes a dimensionar, os revestimentos, estes são selecionados para as fachadas e para a cobertura, dependendo da carga das ações que nelas atuam.
- O quarto capítulo, trata do dimensionamento das madres, componente que tem como uma das principais funções, servir de apoios para os revestimentos e unir os pórticos, são também dimensionados para as fachadas e para a cobertura.
- No quinto capítulo, é feita uma abordagem de forma a determinar as cargas transmitidas à estrutura principal. Estas cargas ocorrem devido às ações e ao peso das madres e dos revestimentos. O capítulo seguinte, remete-se ao dimensionamento da estrutura principal (pórticos) de forma a selecionar um perfil seguro e económico, segundo as normas do Eurocódigo 3 [2].

- O penúltimo capítulo, trata dos pilares de fachada de empena, isto é, os componentes que servem de apoio às madres naquela fachada. É apresentado também os contraventamentos, sejam eles de cobertura ou laterais.
- E finalmente é feito uma abordagem ao dimensionamento das ligações aparafusadas de componentes mais relevantes da estrutura.

Ao longo do processo evolutivo do trabalho, houve a necessidade de se fazer muitos cálculos de maneira iterativa devido à diferentes combinações de ações e sobretudo variação de ação provocada pelo vento. E para tal usou-se como ferramenta principal o *Excel* e o *Multiframe4D*.

2 Definição das ações

Ações são conjunto de forças (cargas) aplicadas à estrutura (ação direta), ou conjunto de deformações ou acelerações impostas, provocadas, por exemplo, por variações de temperatura ou humidade, assentamento diferenciais ou sismos (ação indireta), de acordo com o Eurocódigo [3].

Este capítulo prende-se aos cálculos para a determinação das diferentes ações acima mencionadas provocadas por diferentes fatores ou forças naturais dependendo da situação geográfica. O Eurocódigo como a principal ferramenta, nos permite obter tais ações.

Estas são classificadas de acordo com a variação no tempo, da seguinte forma:

- ações permanentes (G) – como por exemplo, o peso próprio das estruturas, dos equipamentos fixos e dos pavimentos rodoviários, e as ações indiretas causadas por retração e assentamentos diferenciais;
- ações variáveis (Q) – como por exemplo, as sobrecargas nos pavimentos, vigas e coberturas dos edifícios, a ação do vento ou a ação da neve;
- ações de acidente (A) – como por exemplo, explosivos ou choque provocado por veículos. Estes tipos de ações não serão considerados neste projeto.

2.1 Neve

A obtenção das cargas provocadas pela neve é obtida com base no Eurocódigo 1-3 Ações da neve [4].

A carga de neve é denominada pela letra “ s ” e é determinada pela equação (2.1):

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (2.1)$$

Onde,

$$\mu_i = 0.8$$

$$C_e = 1$$

$$C_t = 1$$

O valor característico da carga da neve ao nível do solo s_k é determinado pelo Anexo Nacional e o mesmo depende da altitude da zona.

$$s_k = C_z \left[1 + \left(\frac{H}{500} \right)^2 \right] \quad (2.2)$$

Em que,

$$C_z = 0.3$$

$$H = 488 \text{ m}$$

Resultando no valor de,

$$s_k = 0.586 \text{ KN/m}^2$$

E finalmente a carga da neve:

$$s = 0.469 \text{ KN/m}^2$$

2.2 Vento

As ações do vento são calculadas com base no Eurocódigo 1, Parte 1-4 Ações gerais do vento [5].

2.2.1 Velocidade do vento e pressão dinâmica

A velocidade média v_m , deverá ser determinada a partir do valor de referência da velocidade do vento v_b , o qual depende do regime local de ventos, conforme é descrito em 4.2 do [5], e da variação do vento em função da altura, determinada a partir da rugosidade do terreno e da orografia conforme é descrito em 4.3. A pressão dinâmica de pico é determinada em 4.5.

2.2.1.1 Valores de referência do vento

O valor de referência é determinado com base no valor básico de referência do vento $v_{b,0}$, que é característico da velocidade média do vento referida a períodos de 10 min, independentemente da direção do vento e da época do ano, a uma altura de 10 m acima do nível do solo em terreno do tipo aberto, com vegetação rasteira [5]. Determinado pela equação (2.3).

$$v_b = C_{dir} C_{season} v_{b,0} \quad (2.3)$$

Onde:

$$C_{dir} = 1$$

$$C_{season} = 1$$

$$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

Assim sendo:

$$v_b = 27 \text{ m/s}$$

2.2.1.2 Vento médio

A velocidade média do vento a uma altura z acima do solo, $v_m(z)$, depende da rugosidade do terreno, da orografia e do valor de referência da velocidade do vento v_b , e é determinada através da expressão (2.4).

$$v_m(z) = C_r(z) \cdot C_o(z) \cdot v_b \quad (2.4)$$

Onde:

$$C_o(z) = 1$$

— *Rugosidade do terreno*

O procedimento de cálculo para o coeficiente de rugosidade $C_r(z)$ é fornecido pelo Anexo Nacional do Eurocódigo 1, Parte 1-4 [5].

$$C_r(z) = K_r \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad (2.5)$$

Onde:

$$z = 15.09 \text{ m}$$

$$z_0 = 0.3 \text{ m}$$

$$z_{0,II} = 0.05 \text{ m}$$

$$K_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} = 0.19 \left(\frac{0.3}{0.05} \right)^{0.07} = 0.2154$$

Assim:

$$C_r(z) = \mathbf{0.844}$$

Resultando o vento médio num valor em m/s de:

$$v_m(z) = \mathbf{22.785 \text{ m/s}}$$

2.2.1.3 Turbulência do vento

A intensidade de turbulência à altura z , $I_v(z)$, é definida como o quociente entre o desvio padrão da turbulência e a velocidade média do vento.

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} \quad (2.6)$$

Onde:

$$\sigma_v = k_r v_b k_I = 0.2154 \cdot 27 \cdot 1.0 = 5.816 \text{ m/s}$$

$$I_v(z) = \mathbf{0.255}$$

2.2.1.4 Pressão dinâmica de pico

A pressão dinâmica de pico $q_p(z)$ é dado pela seguinte expressão:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \rho \cdot v_m^2(z) \quad (2.7)$$

Em que, ρ é a massa específica do ar, a qual depende da altitude, da temperatura e da pressão atmosférica previstas para a região durante situações de vento intenso, tendo o valor recomendado pelo Anexo Nacional de 1.25 kg/m^3 ;

$$q_p(z) = \mathbf{904.199 \text{ N/m}^2}$$

2.2.2 Ações do vento

As ações do vento sobre as construções e os elementos de construção devem ser determinadas tendo em conta tanto as pressões exteriores como as pressões interiores devidas ao vento.

A pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores, w_e , deverá ser obtida através da Expressão (2.8).

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (2.8)$$

em que:

$q_p(z_e)$ pressão dinâmica de pico;

z_e altura de referência para a pressão exterior;

c_{pe} Coeficiente de pressão para pressão exterior.

E a pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores, w_i , é obtida pela expressão:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (2.9)$$

em que:

$q_p(z_i)$ pressão dinâmica de pico;

z_i altura de referência para a pressão interior;

c_{pi} Coeficiente de pressão para pressão interior.

A pressão resultante exercida numa parede, numa cobertura ou num elemento é a diferença entre as pressões que atuam sobre as faces opostas tendo em conta os seus sinais. Uma pressão exercida contra a superfície é considerada positiva, ao passo que uma sucção, atuando com um sentido que se afasta da superfície, é considerada negativa.

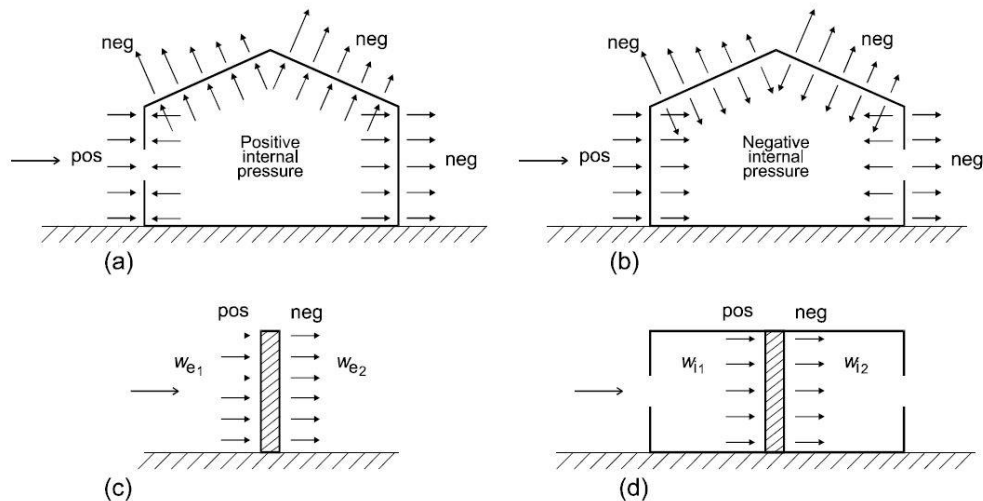


Figura 1 Pressão exercida em superfícies

2.2.3 Coeficientes de pressão

A presente secção é utilizada para determinar os coeficientes aerodinâmicos adequados às construções. Consoante a construção, os coeficientes aerodinâmicos adequados são:

- coeficientes de pressão interior e exterior;
- coeficientes de pressão resultante.

2.2.3.1 Paredes verticais de edifícios de planta retangular

Um edifício cuja altura h é inferior a b deverá considerado como tendo uma única parte, como mostra a Figura 2.

A análise a obtenção dos coeficientes de pressão é feita tendo em conta a dois casos, vento transversal e vento longitudinal.

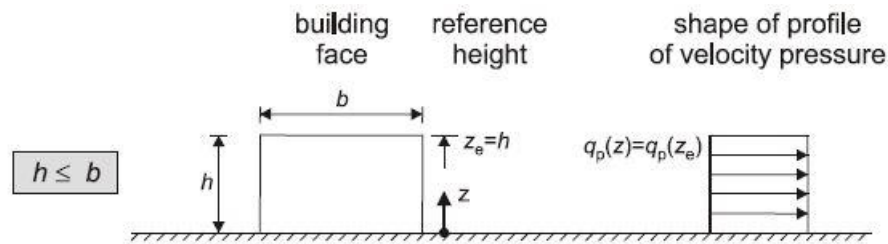


Figura 2 Altura de referência em função de h e b , e forma do perfil de pressão dinâmica

a) Vento Transversal

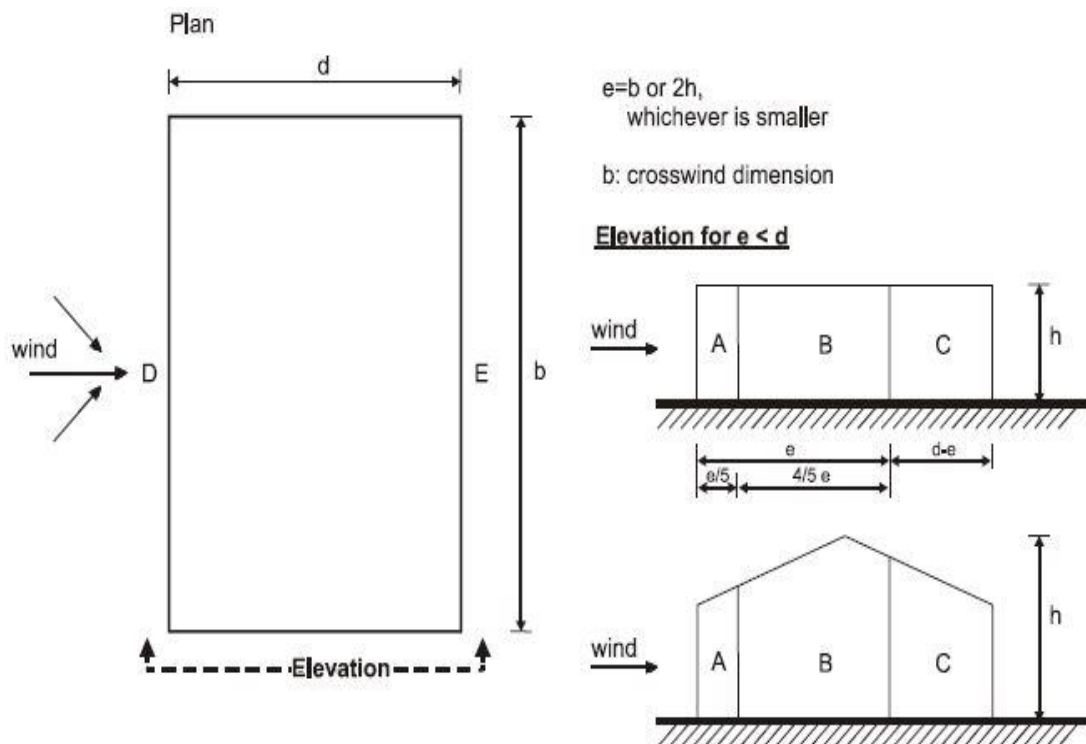


Figura 3 Divisão por zonas nas fachadas devido o vento transversal

Na Figura 3 pode-se observar a distribuição em zona provocada pelo vento transversal, sendo que na zona D é onde a pressão do vento é positiva e nas restantes zonas haverá sucção.

A obtenção dos c_{pe} é feita com base em função da relação h/d . Os valores recomendados são encontrados no Quadro 7.1 do Eurocódigo 1-4 [5], seguindo as instruções pelo documento fornecido, é necessário inicialmente alguns parâmetros com base nas dimensões do pavilhão.

Em que:

$$h = 15.1 \text{ m}$$

$$d = 38 \text{ m}$$

$$b = 50 \text{ m}$$

$$e = 30.2 \text{ m}$$

Tabela 1 Coeficiente de pressão exterior devido ao vento transversal

Zona	A	B	C	D	E
c_{pe}	-1.2	-0.8	-0.5	+0.72	-0.34

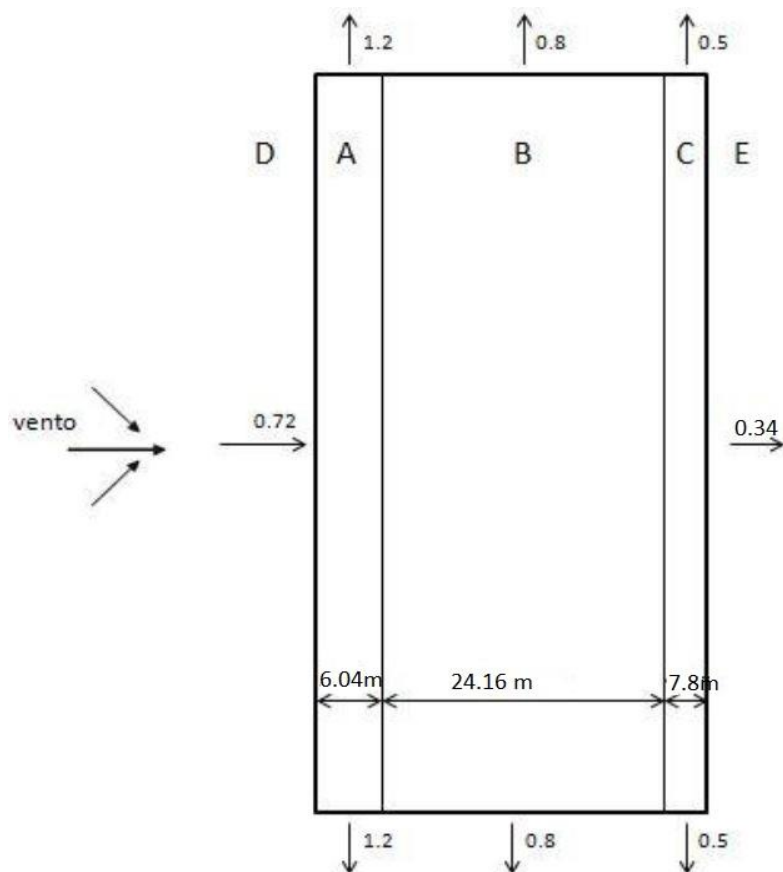


Figura 4 Representação dos coeficientes de pressão exterior devido ao vento transversal nas fachadas

b) Vento longitudinal

Para o caso do vento longitudinal basta trocar as dimensões b e d representadas na Figura 3.

$$h = 10 \text{ m}$$

$$d = 50 \text{ m}$$

$$b = 38 \text{ m}$$

$$e = 20 \text{ m}$$

Tabela 2 Coeficiente de pressão exterior devido ao vento longitudinal nas fachadas

Zona	A	B	C	D	E
c_{pe}	-1.2	-0.8	-0.5	+0.71	-0.31

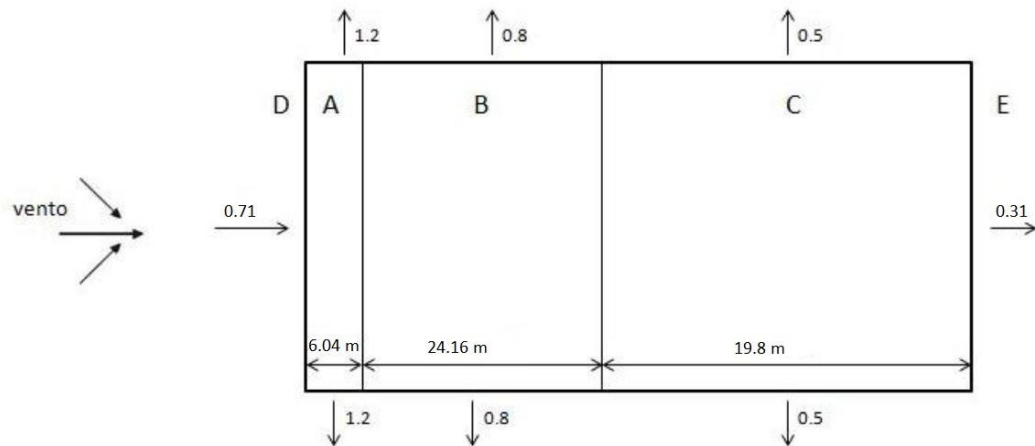


Figura 5 Representação dos coeficientes de pressão exterior devido ao vento longitudinal nas fachadas

2.2.3.2 Cobertura em terraço de duas vertentes

A cobertura de terraço é do tipo representado Figura 6, sendo que o ângulo α é maior que 0 e iguais nas duas vertentes.

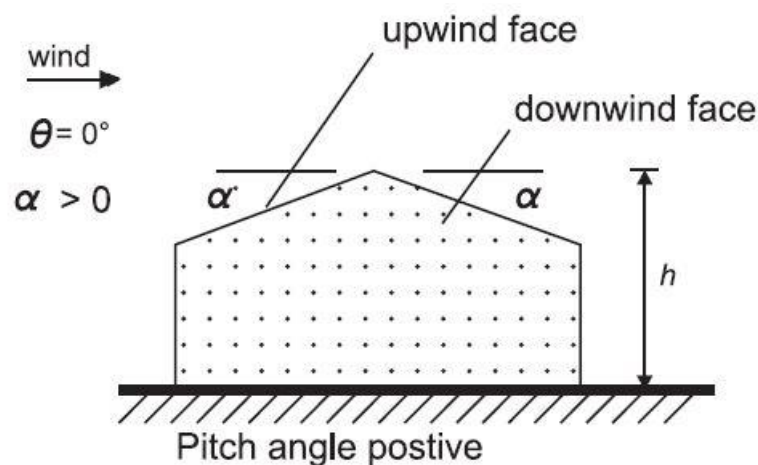


Figura 6 Representação da inclinação das vertentes

a) Vento transversal

A cobertura deverá ser dividida em zonas conforme é representado na Figura 7.

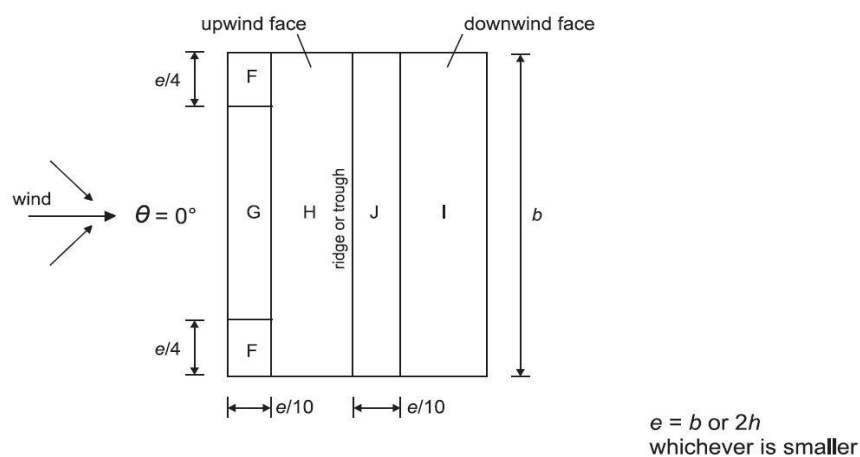


Figura 7 Divisão das zonas devido ao vento transversal na cobertura

Onde:

$$h = 15.1 \text{ m}$$

$$b = 50 \text{ m}$$

$$e = 30.2 \text{ m}$$

$$\alpha = 15^\circ$$

Tabela 3 Coeficiente de pressão exterior devido ao vento transversal na cobertura

Zona	F	G	H	I	J
c_{pe}	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1.0
	+0.2	+0.2	+0.2	+0.0	+0.0

b) Vento longitudinal

A distribuição das zonas aquando do vento longitudinal é ligeiramente diferente do vento transversal, como podemos verificar na Figura 8.

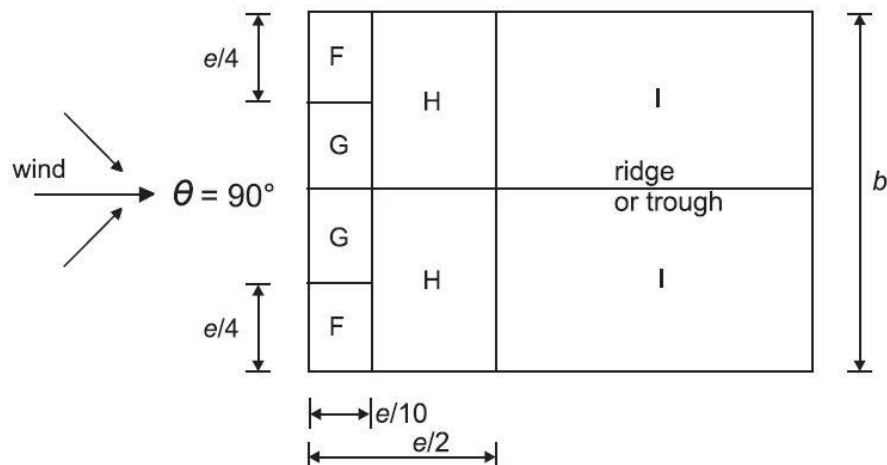


Figura 8 Divisão das zonas devido ao vento longitudinal na cobertura

Onde:

$$h = 15.1 \text{ m}$$

$$b = 38 \text{ m}$$

$$e = 30.2 \text{ m}$$

Tabela 4 Coeficiente de pressão exterior devido ao vento longitudinal na cobertura

Zona	F	G	H	I
c_{pe}	-1.3	-1.3	-0.6	-0.5

2.2.3.3 Pressão interior

O coeficiente de pressão interior c_{pi} , depende da dimensão e da distribuição das aberturas na envolvente do edifício. É determinado um coeficiente μ que depende das aberturas com base no coeficiente de pressão exterior, como representado na equação (2.10), e com base no gráfico da Figura 9.

$$\mu = \frac{\sum \text{Área das aberturas em que } c_{pe} \text{ é negativo ou } -0.0}{\sum \text{Área de todas as aberturas}} \quad (2.10)$$

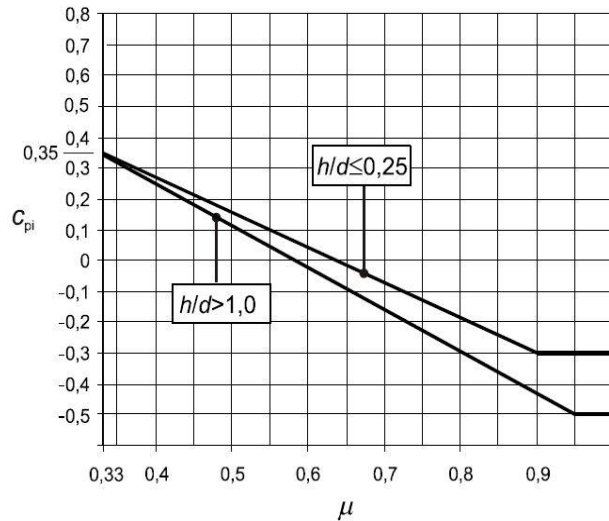


Figura 9 Coeficiente de pressão interior em função do índice de aberturas μ e do quociente h/d

Quando não seja possível calcular o valor de μ para um determinado caso, ou tal cálculo não se considere justificado, o coeficiente é considerado com o valor mais gravoso entre $+0.2$ e -0.3 , [5].

No caso deste pavilhão, é devido a porta que é posicionada na fachada de empena, fazendo com que crie vento de pressão ou sucção no interior. Sendo assim temos quatro possibilidades para coeficientes de pressão interior quando vento incide na transversal e/ou na longitudinal do pavilhão.

Tabela 5 Possibilidades de atuação dos coeficientes de pressão segundo a orientação do vento

	c_p			
	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
Vento Transversal	+0.2	+0.2	-0.3	-0.3
Vento Longitudinal	+0.2	-0.3	+0.2	-0.3

Ao longo do cálculo para o dimensionamento dos diferentes equipamentos e usando as diferentes possibilidades, constatou-se que o terceiro caso dos fatores é o pior, sendo estes quando o vento transversal está em sucção e o longitudinal em pressão.

2.2.4 Resultante dos coeficientes de pressão

As pressões interiores e exteriores devem atuar simultaneamente, logo é feita nessa secção a combinação entre os dois coeficientes de modo a considerar o pior dos casos para o dimensionamento das diferentes componentes do pavilhão. A demonstração das tabelas é feita segundo o pior caso entre a combinação dos coeficientes exteriores e os interiores, recordando que nos coeficientes interiores o pior caso é quando o vento transversal está em sucção e o longitudinal em pressão, situação 3 da Tabela 5.

2.2.4.1 Vento transversal

Tabela 6 Resultante do coeficiente de pressão devido o vento transversal nas fachadas

FACHADAS					
ZONA	A	B	C	D	E
c_p	-0.9	-0.5	-0.2	+1.02	-0.04

Tabela 7 Resultante do coeficiente de pressão devido o vento transversal para a cobertura

COBERTURAS						
ZONA		F	G	H	I	J
c_p	Sucção	-0.6	-0.5	0.0	-0.1	-0.7
	Sucção + pressão	-0.6	-0.5	0.0	+0.3	+0.3
	Pressão + sucção	+0.5	+0.5	+0.5	-0.1	-0.7
	Pressão	+0.5	+0.5	+0.5	+0.3	+0.3

Nas coberturas, há quatro possibilidades de atuação dos coeficientes de pressão, uma vez que as zonas F, G e H pertencem a uma vertente e as zonas I e J a outra e os coeficientes exterior variam no intervalo de dois valores a cada zona. Contudo é usado o pior caso para definir os cálculos e entre os quatro são destacados o primeiro caso, ou seja, quando o vento transversal está em sucção sobre a cobertura e o último, quando faz pressão.

a) Cobertura à sucção

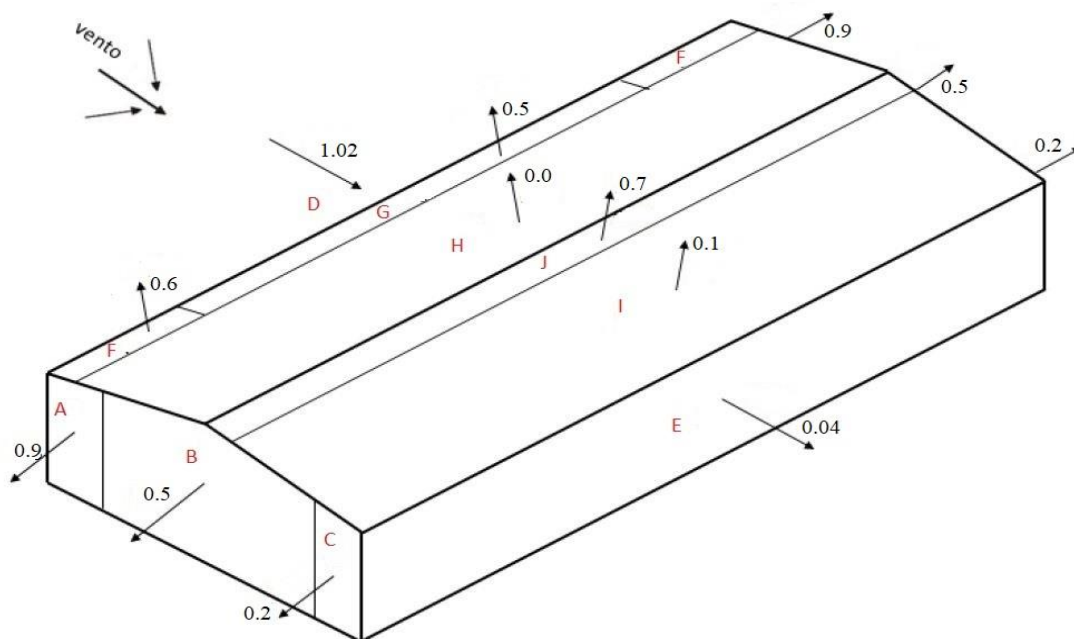


Figura 10 Representação por zona dos coeficientes de pressão devido ao vento transversal cobertura em sucção

b) Cobertura à pressão

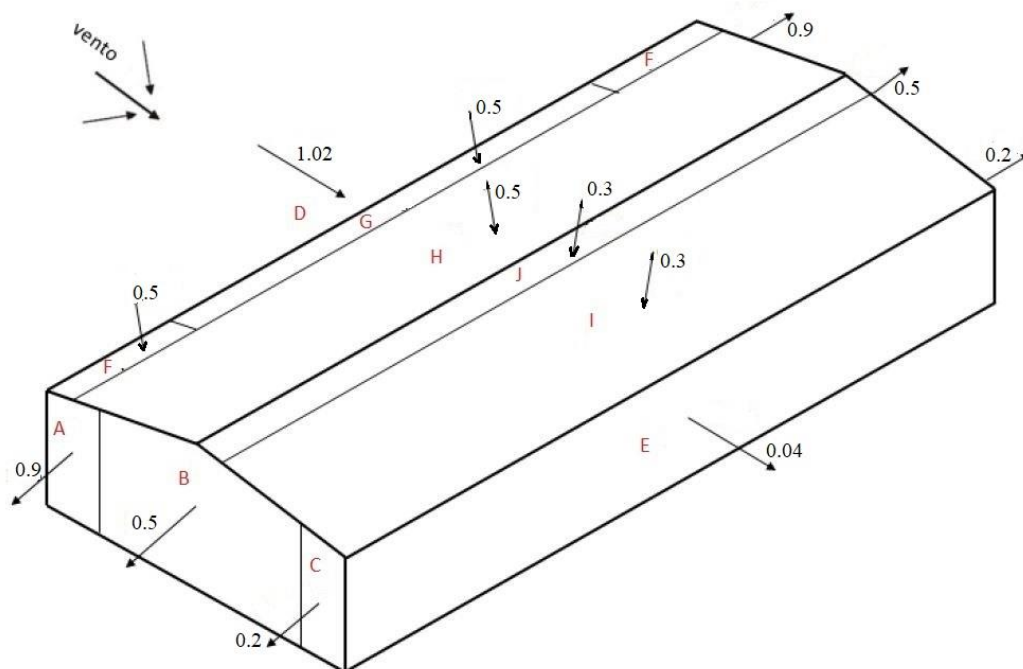


Figura 11 Representação por zona dos coeficientes de pressão devido ao vento transversal cobertura em pressão

2.2.4.2 Vento longitudinal

Tabela 8 Resultante do coeficiente de pressão devido o vento longitudinal nas fachadas

FACHADAS					
ZONA	A	B	C	D	E
c_p	-1.4	-1.0	-0.7	+0.51	-0.51

Tabela 9 Resultante do coeficiente de pressão devido o vento longitudinal para a cobertura

COBERTURAS				
ZONA	F	G	H	I
c_p	-1.5	-1.5	-0.8	-0.7

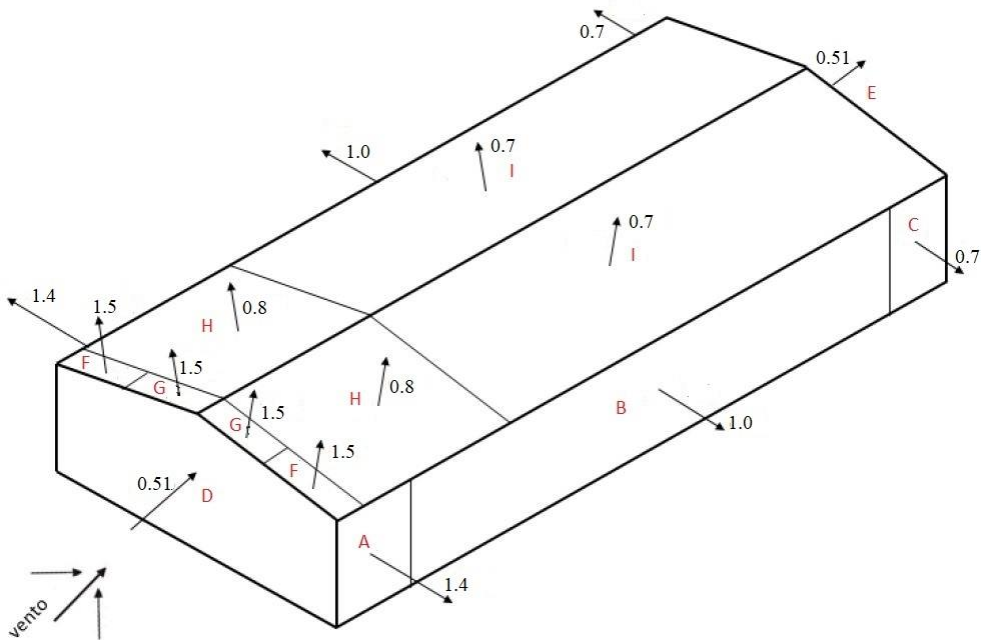


Figura 12 Representação por zona dos coeficientes de pressão devido ao vento longitudinal

2.3 Sobrecarga

A sobrecarga é determinada a partir do Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – parte 1-1 [3]. Na *Secção 6.3.4*, em que diz que as coberturas estão classificadas em três categorias (H, I e J) como mostra o *Quadro 6.9* daquele documento podemos determinar os valores das sobrecargas. Analisando este pavilhão enquadra-se na categoria H em que diz “coberturas não acessíveis, exceto para operações de manutenção e reparação correntes” e as sobrecargas para esta categoria são indicadas no *Quadro 6.10* do mesmo documento. Estes valores são também recomendados pelo *Anexo nacional*.

$$q_k = 0.4 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_k = 1.0 \text{ KN}$$

Em que:

q_k - Valor característico de uma carga uniformemente distribuída

Q_k - Valor característico de uma carga concentrada variável

3 Seleção dos painéis de revestimento

Para o dimensionamento foi usada a Equação (3.1) como a expressão geral de cálculo. Com esta expressão são feitas combinações de ações para o dimensionamento de todo o elemento do pavilhão, sendo que o primeiro termo, antes do sinal “+” indica as ações permanentes, como o peso próprio por exemplo, o segundo termo as ações variáveis de base e o terceiro as ações variáveis acompanhantes.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.1)$$

Sendo:

G – ação permanente

Q – ação variável

γ – coeficiente de segurança

ψ_0 – coeficiente para determinação do valor de combinação de uma ação variável

Os coeficientes de segurança são atribuídos da seguinte forma;

Tabela 10 Coeficientes de segurança

Coeficiente de segurança	Se desfavorável	Se favorável
$\gamma_{G,j}$	1.35	1
$\gamma_{Q,1}$	1.5	0
$\gamma_{Q,i}$	1.5	0

E os coeficientes ψ_0 são encontrados no quadro A1.1 – valores recomendados do Eurocódigo – Bases para projetos de estruturas [1], em que;

Tabela 11 Coeficiente para determinação do valor de combinação de uma ação variável

	Sobrecarga	Neve	Vento
ψ_0	0	0.5	0.6

Com isto temos as bases necessárias para começar com o dimensionamento para os diferentes componentes. E, para a seleção dos painéis recorreu-se aos catálogos da *PERFITEC* onde foram escolhidos os painéis de cobertura e os de fachada.

3.1 Painéis de fachada

Para as fachadas foram consideradas unicamente a carga do vento como ação naquelas zonas, visto que a ação da neve não tem influências significativas. A determinação da carga foi feita para o pior caso possível, considerando este tanto para as fachadas de empena como para as fachadas laterais, garantindo assim a segurança para toda estrutura. O pior caso é quando o c_p resultante = 1.4 na zona A.

A distância entre as madres nas fachadas (d_m) é de 2.5 m.

Sendo assim a carga aplicada pelo vento é:

$$q_v = q_p(z) \cdot c_p \cdot \gamma_{Q,1}$$

Onde:

$$q_p(z) = 904.199 \text{ N/m}^2$$

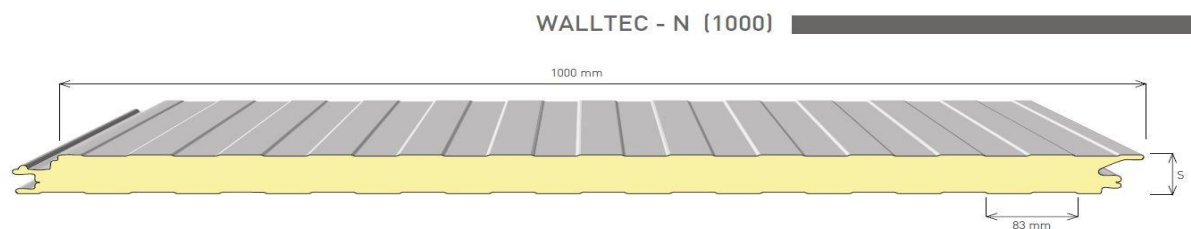
$$c_p = 1.4$$

$$q_v = 904.199 \cdot 1.4 \cdot 1.5 = \mathbf{1898.819 \text{ N/m}^2}$$

No catálogo da *PERFITEC* (painéis de fachada em poliuretano WALLTEC - N) foi escolhido o painel:

Tabela 12 Painel da fachada

WALLTEC N (1000) – 60mm	
<i>Carga</i>	2.32 KN/m ²
<i>Peso</i>	11 Kg/m ²
<i>d_m</i>	2.5 m





CONDIÇÕES DE CARGA					CARGA ÚTIL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EM KG/m ² - KN/m ²												
ESP S mm	K		PESO PAINEL Kg/m ² 0,5+0,4 0,6+0,4	U.M.													
	Kcal m ² .h.°C	W m ² .K			2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	
40	0,44	0,51	9,32	10,16	Kg/m ² KN/m ²	166 1,63	125 1,22	90 0,88	70 0,68	55 0,54	40 0,39	178 1,74	140 1,37	108 1,05	85 0,83	70 0,68	58 0,56
50	0,36	0,41	9,74	10,59	Kg/m ² KN/m ²	225 2,21	160 1,57	120 1,18	90 0,88	70 0,68	50 0,49	245 2,41	182 1,78	140 1,37	115 1,13	80 0,78	70 0,68
60	0,30	0,35	10,16	11,00	Kg/m ² KN/m ²	289 2,83	216 2,12	132 1,29	98 0,96	85 0,83	95 0,53	321 3,15	237 2,32	181 1,77	139 1,36	98 0,96	80 0,78
80	0,23	0,26	11,00	11,84	Kg/m ² KN/m ²	455 4,46	316 3,09	182 1,78	125 1,22	89 0,87	74 0,72	500 4,91	347 3,40	220 2,15	176 1,72	150 1,47	116 1,13
100	0,20	0,23	11,83	12,66	Kg/m ² KN/m ²	—	—	210 2,06	172 1,68	135 1,32	108 1,06	—	—	—	210 2,06	177 1,73	131 1,28

Figura 13 Painel da fachada

3.2 Painéis de cobertura

A cobertura está sujeita a diferentes ações como o vento, a neve, a sobrecarga e inclusive o peso próprio (peso dos painéis). Sendo assim, são feitas diferentes combinações para determinar o pior caso possível e dimensionar os devidos painéis. De recordar que as combinações são feitas com recurso a Equação (3.1).

Tabela 13 Combinações das diferentes ações para o dimensionamento dos painéis de cobertura

Combinação	Ação variável de base	$\gamma_{Q,1}$	Ação variável acompanhante	$\gamma_{Q,i}$	$\Psi_{0,1}$
1	Vento (sucção) “ $c_p=1.5$ ”	1.5	–	–	–
2	Vento (pressão) “ $c_p=0.5$ ”		Neve	1.5	0.5
3	Sobrecarga		Neve	1.5	0.5
			Vento (pressão)		0.6
4	Neve		Vento (pressão)	1.5	0.6

Para os cálculos são necessárias as cargas por unidade de área de cada uma das ações, que por sua vez são demonstradas na Tabela 14.

Tabela 14 Cargas por unidade de área das ações

Ação	Carga [kN/m ²]
Neve (carga da neve)	0.469
Vento (pressão dinâmica de pico)	0.904
Sobrecarga	0.4

1) Combinação 1

Verificou-se que quando o vento está em sucção, o coeficiente de pressão máximo é de 1.5.

$$q_1 = 1.5 \times 0.904 \times 1.5 = \mathbf{2.035 \text{ kN/m}^2}$$

2) Combinação 2

E quando o vento está em pressão sobre a cobertura o coeficiente máximo é de 0.5.

$$q_2 = 1.5 \times 0.904 \times 0.5 + 1.5 \times 0.5 \times 0.469 = 1.0296 \text{ kN/m}^2$$

3) Combinação 3

$$q_3 = 1.5 \times 0.4 + 1.5 \times (0.5 \times 0.469 + 0.6 \times 0.5 \times 0.904) = 1.358 \text{ kN/m}^2$$

4) Combinação 4

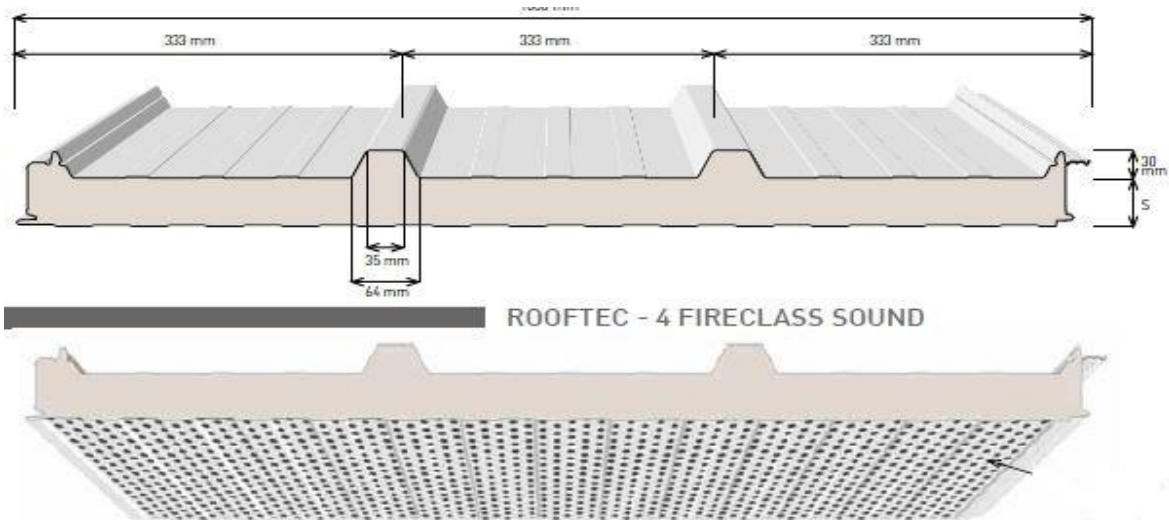
$$q_4 = 1.5 \times 0.469 + 1.5 \times 0.6 \times 0.5 \times 0.904 = 1.110 \text{ kN/m}^2$$

Verifica-se que o pior caso é o da primeira combinação, situação que acontece quando a ação de base é o vento em sucção.

O painel é também selecionado do catálogo da *PERFITEC*, que para a cobertura foram selecionados painéis em *Lã de Rocha*, tendo estes painéis como principais vantagens o isolamento térmico, acústico, reação e resistência ao fogo.

Tabela 15 Paineis da cobertura

ROOFTEC – 4 FIRECLASS(1000) – 100mm	
Carga	2.12 KN/m ²
Peso	20.37 Kg/m ²
d _m	3 m





CONDIÇÕES DE CARGA					CARGA ÚTIL UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA EM KG/m ² - KN/m ²												
ESP S mm	K		PESO PAINEL Kg/m ²		U.M.												
	Kcal m ² .h.°C	W m ² .K	0,6+0,5	0,5+0,5		2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00
50	0,64	0,72	15,37	14,39	Kg/m ² KN/m ²	158 1,55	131 1,29	113 1,11	80 0,78	65 0,64		171 1,68	141 1,38	121 1,19	82 0,80		
80	0,38	0,44	18,37	17,39	Kg/m ² KN/m ²	238 2,33	194 1,90	165 1,62	115 1,13	90 0,88		258 2,53	210 2,06	178 1,75	155 1,52	95 0,93	
100	0,32	0,36	20,37	19,39	Kg/m ² KN/m ²	291 2,85	236 2,32	199 1,95	173 1,70	153 1,50		316 3,10	256 2,51	216 2,12	187 1,83	166 1,63	
120	0,26	0,30	22,37	21,39	Kg/m ² KN/m ²	344 3,37	278 2,73	234 2,30	203 1,99	179 1,76	146 1,43	374 3,67	302 2,96	254 2,49	220 2,16	194 1,90	158 1,55
N.B.: Os valores nesta tabela são para uma flecha f ≤ l/ 200 de vão l (m) e referem-se a painéis com a espessura de chapa de 0,5+0,5mm																	

Figura 14 Paineis da cobertura

4 Dimensionamento das madres

Existem no pavilhão dois tipos de madres: madres de fachadas e madres de cobertura. As madres de fachada estão divididas pelas madres de fachada laterais e as de fachadas de empena.

Como visto anteriormente, o dimensionamento é feito mediante às combinações de ações que as componentes estão sujeitas, são elas: o vento, o peso dos painéis, a sobrecarga e a neve, para a cobertura. Posteriormente é feita a verificação do dimensionamento ao “*Estado limite último*” e ao “*Estado limite de utilização*”.

De forma a garantir o sucesso na realização dos cálculos e obtenção de diagramas de esforços, foi utilizado o *software Multiframe4D*.

O comprimento da nave é de 50 m e a distância entre pórticos de 5 m, então teremos as madres apoiadas em múltiplos apoios (pórticos). Nas madres de fachada de empena os apoios são os pilares de empena que estão espaçados a uma distância de 4.75 m.



Figura 15 Esquema estático das madres de cobertura e fachada lateral

4.1 Madres de fachada

Para as madres de fachadas são normalmente usados perfis U, C e entre outros. Portanto com base nos catálogos da SADEF é feita a seleção.

A Figura 16 representa a disposição e orientação do perfil e as cargas que nela atuam.

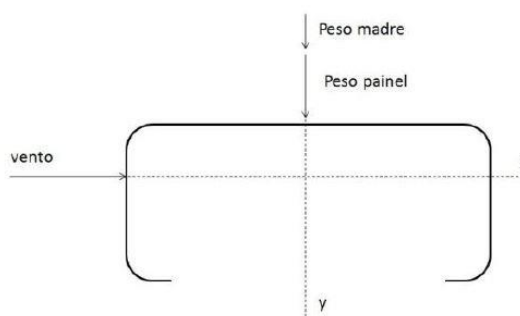


Figura 16 Esquema do perfil da madre de fachada e atuação das cargas

4.1.1 Fachadas laterais

A carga do vento entra como ação de base, o peso próprio e o peso dos painéis como ações permanentes.

4.1.1.1 Vento transversal

$$q_v = q_p(z) \cdot c_p \cdot 1.5 \quad (4.1)$$

Onde:

$$q_p(z) = 0.904 \text{ KN/m}^2$$

$$c_p = 1.02$$

$$q_v = 0.904 \cdot 1.02 \cdot 1.5 = 2.306 \text{ KN/m}^2$$

A distância entre madres de fachada é de 2.5 metros e para determinar a carga por unidade de comprimento, multiplicamos a carga por unidade de área pela largura de influência, equivalente a distância entre madres, mas para as madres da extremidade a largura de influência é metade, 1.25 metro.

$$q = 2.306 \cdot 2.5 = 3.459 \text{ KN/m}$$

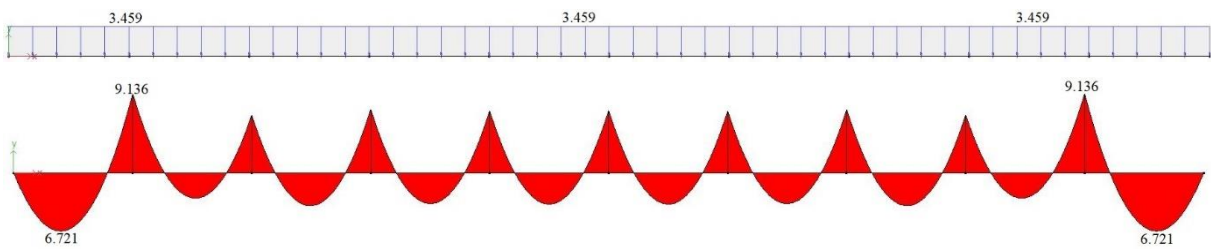


Figura 17 Esquema da carga e diagrama de momento fletor das madres de fachada lateral devido ao vento transversal

$$M_{f\text{máx},y} = 9.136 \text{ KNm}$$

4.1.1.2 Vento longitudinal

Nas fachadas laterais quando se trata de vento longitudinal, forma três zonas com diferentes coeficientes de pressão, variando assim a carga ao longo do comprimento.

Tabela 16 Coeficientes de pressão ao longo da madre devido ao vento longitudinal

Zona	c_p	Comprimento por zona
A	1.4	0 a 6.04 m
B	1.0	6.04 a 30.2 m
C	0.7	30.2 a 50 m

As cargas resultam em:

$$q_{v,A} = 0.904 \cdot 1.4 \cdot 1.5 \cdot 2.5 = 4.747 \text{ KN/m}$$

$$q_{v,B} = 0.904 \cdot 1.0 \cdot 1.5 \cdot 2.5 = 3.391 \text{ KN/m}$$

$$q_{v,C} = 0.904 \cdot 0.7 \cdot 1.5 \cdot 2.5 = 2.374 \text{ KN/m}^2$$

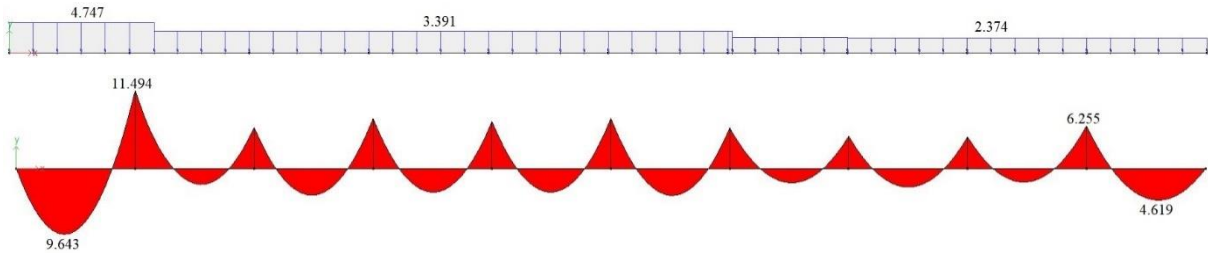


Figura 18 Esquema da carga e diagrama de momento fletor das madres de fachada lateral devido ao vento longitudinal

$$M_{f\acute{m}ax,y} = 11.494 \text{ KNm}$$

Sendo assim podemos observar que o momento máximo acontece aquando do vento longitudinal.

$$M_{f\acute{m}ax,y} = 11.494 \text{ KNm}$$

4.1.1.3 Peso dos painéis

Considera-se o peso dos painéis alocado nas fachadas laterais e como tal determinar a carga por unidade de comprimento, multiplicando pela largura de influência 2.5 m, e metade desta nas extremidades. Como se trata de uma ação permanente o coeficiente de segurança é de 1.35.

$$\text{Peso do painel} = 11 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_{\text{peso do painel}} = 11 \cdot 9.81 \cdot 1.35 \cdot 2.5 = 0.3642 \text{ KN/m}$$

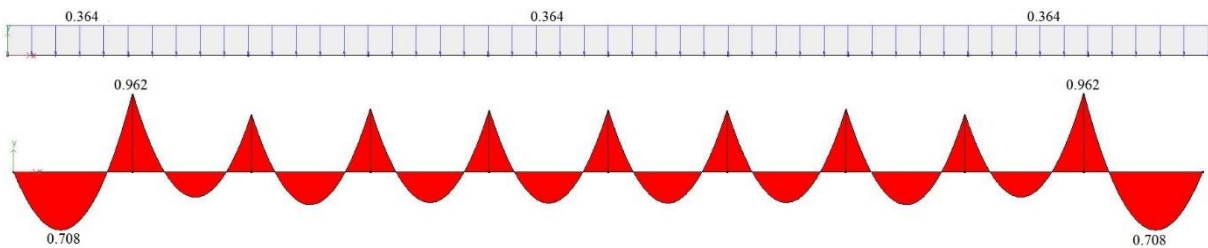


Figura 19 Esquema da carga e diagrama de momento fletor das madres de fachada lateral devido ao peso do painel

$$M_{f\acute{m}ax,z} = 0.962 \text{ KNm}$$

4.1.1.4 Perfil selecionado para madres laterais

Os perfis selecionados com base nos catálogos da SADEF apresentam matérias com tensão de 250 MPa e os de 390 MPa, sendo que foi usado o segundo por questões económicas, uma vez que um material com uma tensão menor o perfil necessário para suportar as cargas seria bem maior.

Tabela 17 Características das madres de fachada lateral

C 200 × 2 – S390	
G	6.16 Kg/m
W_y	48.63 cm ³
W_z	12.84 cm ³
I_y	481.4 cm ⁴
I_z	69.16 cm ⁴

É então calculada a carga provocada pelo peso da madre.

$$q_{\text{peso da madre}} = 6.16 \cdot 9.81 \cdot 1.35 = 0.082 \text{ KN/m}$$

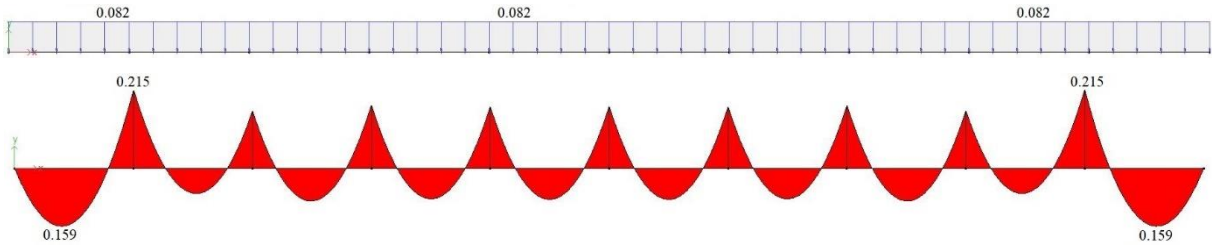


Figura 20 Esquema da carga e diagrama de momento fletor das madres de fachada lateral devido ao peso do perfil

$$M_{f\text{m}\acute{a}x,z} = 0.215 \text{ KNm}$$

4.1.1.5 Estado limite último

A verificação ao estado limite último é feita pela equação (4.2) e como se sabe trata-se de um problema de flexão desviada.

$$\sigma_{sd} = \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \leq \sigma_{Rd} \quad (4.2)$$

Em que:

σ_{sd} – tensão equivalente

σ_{Rd} – tensão de cedência do material

O catálogo usado para a seleção dos perfis, disponibiliza-os em dois tipos de aços (S250 e S390), como já anteriormente dito, foi selecionado o aço S390 visto que é mais económica e temos a possibilidades de obter perfis menos robusto, evitando o excesso de peso na estrutura.

$$\sigma_{sd} = \frac{11494}{48.63 \cdot 10^{-6}} + \frac{962 + 215}{12.84 \cdot 10^{-6}} = 328.023 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sd} \leq \sigma_{Rd} = 390 \text{ MPa}$$

4.1.1.6 Estado limite de utilização

Segundo a secção A1.4.1 “Coeficientes relativos às ações” da NPEN 1990 – 2009 (Eurocódigo – Base para projetos de estruturas) [1] os coeficientes parciais relativos às ações deverão ser tomadas iguais a “1.0”, ou seja, o coeficiente de segurança.

A flexa é determinada segundo a equação (4.3), e a flexa admissível é de 0.025 m, sendo o comprimento L igual a 5 metros e o módulo de elasticidade “ E ” é 210 GPa.

$$y_{\text{m}\acute{a}x} = \frac{qL^4}{185EI} \quad (4.3)$$

$$y_{m\acute{a}x,admiss\acute{i}vel} = \frac{L}{200} = \frac{5}{200} = 0.025 \text{ m}$$

Ent\~ao:

$$y_{m\acute{a}x,y} = \frac{q_y L^4}{185 E I_z} = \frac{(269.775 + 60.43) \times 5^4}{185 \times 210 \cdot 10^9 \times 69.16 \cdot 10^{-8}} = 0.0077 \text{ m}$$

$$y_{m\acute{a}x,z} = \frac{q_z L^4}{185 E I_y} = \frac{2305.71 \times 5^4}{185 \times 210 \cdot 10^9 \times 481.4 \cdot 10^{-8}} = 0.0077 \text{ m}$$

A flecha provocada pela carga no eixo z (carga do vento) foi calculada com base na carga quando o vento atua na transversal, porque esta atua naquele eixo, ao longo do comprimento todo da nave. Mas o vento longitudinal provoca uma carga maior, embora numa zona bem menor ou mais localizada do comprimento da madre, sendo assim \acute{e} necess\'ario a verifica\c{c}\~ao quando o vento incide sobre esta dire\c{c}\~ao.

$$y_{m\acute{a}x,z} = \frac{q_z L^4}{185 E I_y} = \frac{3164.7 \times 5^4}{185 \times 210 \cdot 10^9 \times 481.4 \cdot 10^{-8}} = 0.011 \text{ m}$$

4.1.2 Fachadas de empena

O pavilh\~ao tem uma largura de 38 metros. Por essa raz\~ao, foi efetuada uma distribui\c{c}\~ao uniforme dos pilares de empena com uma dist\~ancia de 4.75 m ao longo da largura numa primeira itera\c{c}\~ao. Servindo os pilares como suporte para as madres naquela fachada.

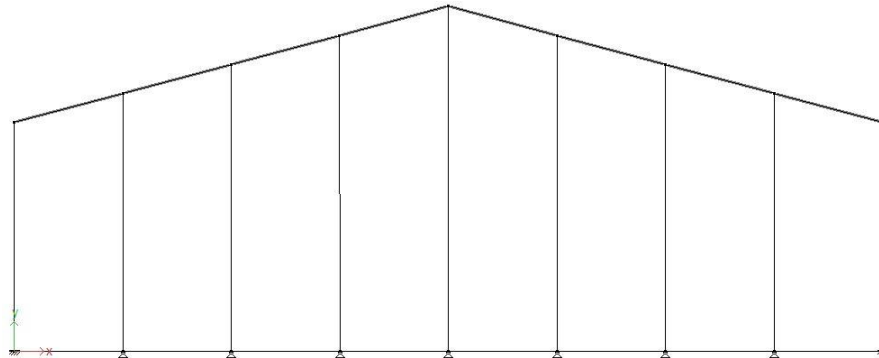


Figura 21 Representa\c{c}\~ao da vista traseira

4.1.2.1 Vento transversal

A semelhan\c{c}a do vento longitudinal nas fachadas laterais, nas fachadas de empena o vento transversal tamb\'em gera tr\~es diferentes zonas divididas em diferentes coeficientes de press\~ao e limitadas a uma determinada \\'area.

Tabela 18 Coeficientes de pressão ao longo da madre devido ao vento transversal

Zona	c_p	Comprimento por zona
A	0.9	0 a 6.04 m
B	0.5	6.04 a 30.2 m
C	0.2	30.2 a 38 m

As cargas resultam em:

$$q_{v,A} = 0.904 \cdot 0.9 \cdot 1.5 \cdot 2.5 = 3.052 \text{ KN/m}$$

$$q_{v,B} = 0.904 \cdot 0.5 \cdot 1.5 \cdot 2.5 = 1.695 \text{ KN/m}$$

$$q_{v,C} = 0.904 \cdot 0.2 \cdot 1.5 \cdot 2.5 = 0.678 \text{ KN/m}^2$$

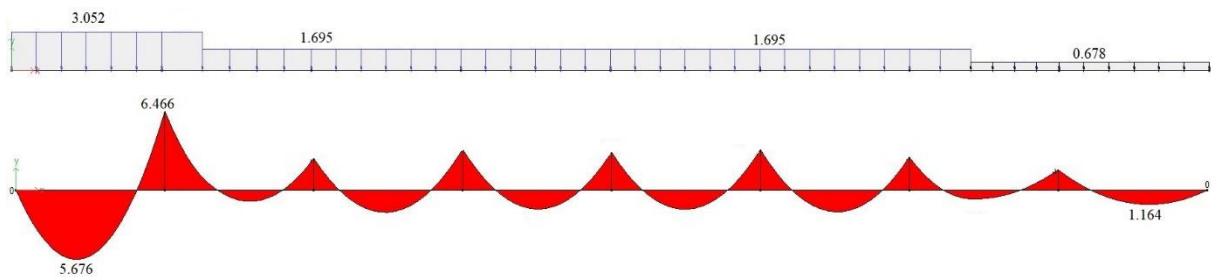


Figura 22 Esquema da carga e diagrama de momento fletor das madres de fachada de empena devido ao vento transversal

$$M_{f\text{máx},y} = 6.466 \text{ KNm}$$

4.1.2.2 Vento longitudinal

No vento longitudinal o coeficiente é igual tanto a barlavento como a sotavento, sendo este de 0.51.

$$q_v = 0.904 \cdot 0.51 \cdot 1.5 \cdot 2.5 = 1.729 \text{ KN/m}$$

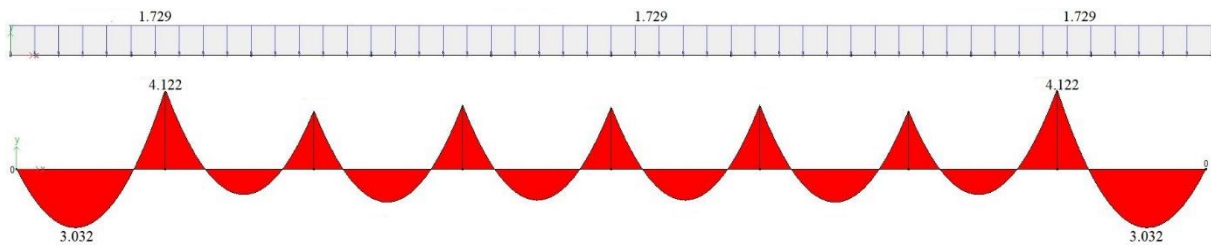


Figura 23 Esquema da carga e diagrama de momento fletor das madres de fachada de empena devido ao vento longitudinal

$$M_{f\text{máx},y} = 4.122 \text{ KNm}$$

É visível o momento máximo, sendo este o provocado pelo vento transversal.

4.1.2.3 Peso do painel

A carga obtida para os painéis de fachadas laterais é a mesma para as fachadas de empena, sendo que têm o mesmo tipo de painéis. Já o momento fletor é diferente uma vez que as dimensões das madres são diferentes.

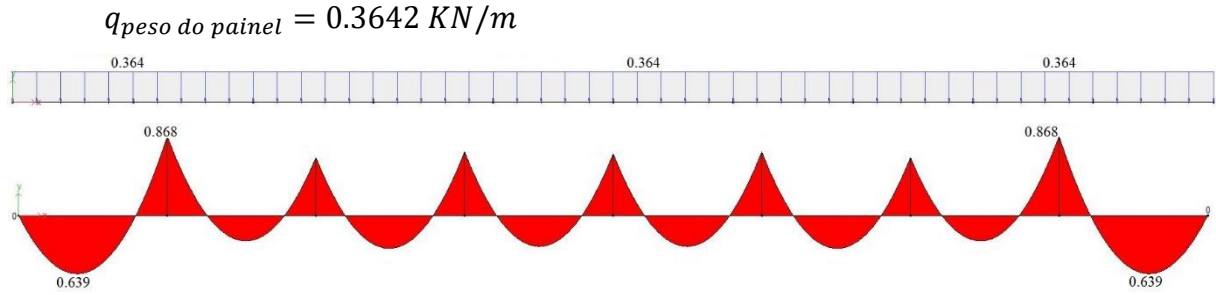


Figura 24 Esquema da carga e diagrama de momento fletor das madres de fachada de empena devido ao peso do painel

$$M_{f\text{máx},z} = 0.868 \text{ KNm}$$

4.1.2.4 Perfil selecionado para madres de empena

Tabela 19 Características das madres de facha de empena

$C 170 \times 2 - S390$	
G	4.75 Kg/m
W_y	30.77 cm^3
W_z	6.27 cm^3
I_y	258.5 cm^4
I_z	26.57 cm^4

A carga da madre resulta em:

$$q_{\text{peso da madre}} = 4.75 \cdot 9.81 \cdot 1.35 = 0.063 \text{ KN/m}$$

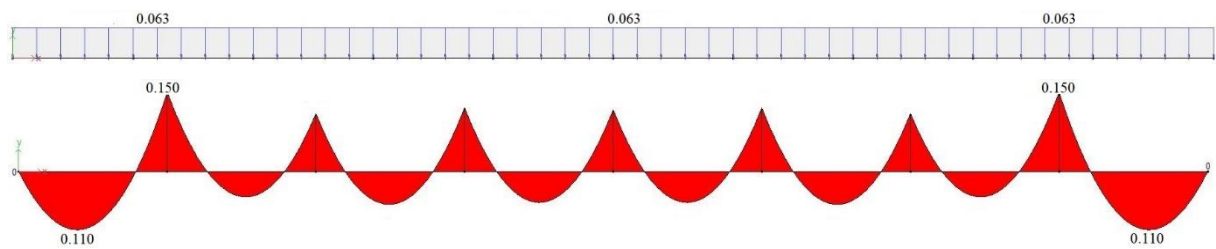


Figura 25 Esquema da carga e diagrama de momento fletor das madres de fachada de empena devido ao peso do perfil

$$M_{f\text{máx},z} = 0.150 \text{ KNm}$$

4.1.2.5 Estado limite último

Depois de alguns cálculos chega-se a conclusão de que os perfis escolhidos para as fachadas de empena são relativamente inferiores que aqueles selecionados para as fachadas laterais, devido a diferença de cargas nas duas fachadas. A verificação é feita com base na Equação (4.2).

$$\sigma_{sd} = \frac{6466}{30.77 \cdot 10^{-6}} + \frac{868 + 150}{6.27 \cdot 10^{-6}} = 372.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sd} \leq \sigma_{Rd} = 390 \text{ MPa}$$

4.1.2.6 Estado limite de utilização

A flexa máxima admissível depende da distância entre os pilares de empena, que é de 4.75 metros.

$$y_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{4.75}{200} = 0.024 \text{ m}$$

E as flexas máximas equivalentes são calculadas pela equação (4.3).

$$y_{\max,y} = \frac{q_y L^4}{185 E I_z} = \frac{(269.775 + 49.598) \times 4.75^4}{185 \times 210 \cdot 10^9 \times 26.57 \cdot 10^{-8}} = 0.016 \text{ m}$$

$$y_{\max,z} = \frac{q_z L^4}{185 E I_y} = \frac{1152.85 \times 4.75^4}{185 \times 210 \cdot 10^9 \times 258.5 \cdot 10^{-8}} = 0.006 \text{ m}$$

Em oposição a fachada lateral, o vento longitudinal é aquele que atua em toda a fachada de empena com o mesmo coeficiente de pressão, sendo com esta calculada a flexa máxima no eixo z, mas um trecho da madre tem realmente o momento máximo, este por sua vez provocado pelo vento transversal, então foi feito igualmente uma verificação para tal carga.

$$y_{\max,z} = \frac{q_z L^4}{185 E I_y} = \frac{2034.45 \times 4.75^4}{185 \times 210 \cdot 10^9 \times 258.5 \cdot 10^{-8}} = 0.0103 \text{ m}$$

4.2 Madres de cobertura

A cobertura está sobre o esforço de diferentes ações, sejam elas o vento, a neve, a sobrecarga, o peso dos revestimentos e o peso próprio, dando lugar à diferentes combinações para uma análise de pior caso. E posto isto, foi verificado que a pior combinação possível é aquela que está representada na Tabela 20.

Tabela 20 Combinações de ações para a cobertura

Combinação de ações	
Ação permanente	Peso dos painéis
	Peso próprio (madres)
Ação variável de base	Sobrecarga
Ação variável acompanhante	Vento (pressão)
	Neve

Os seus coeficientes estão representados no Caítulo 3 *acima* e a expressão de cálculo das combinações é a mesma, Equação (3.1).

A Figura 26 representa o esquema das ações na madre. Como a madre na cobertura é inclinada ao angulo da vertente algumas ações têm a componente nos dois eixos da secção transversal do perfil.

Antes de fazer o cálculo final da combinação de forças, são determinadas as componentes das cargas em unidade de comprimento sem a contribuição dos coeficientes, num primeiro cálculo.

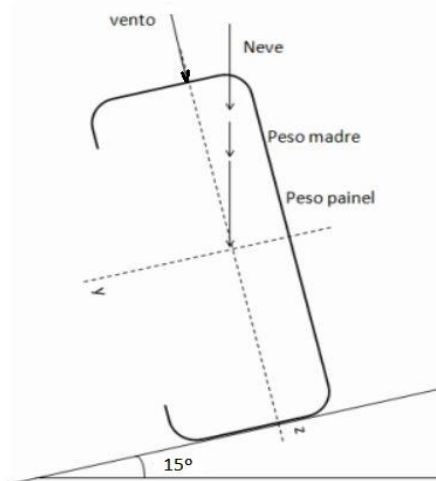


Figura 26 Esquema representativo das madres de cobertura

4.2.1 Determinação das cargas e seus componentes

A nave tem um comprimento de 50 metros e o espaçamento entre pórticos é de 5 metros, servido este último como apoios das madres que tomam o comprimento da nave, Figura 15. Serve a equação (4.4) para determinar a carga q por unidade de comprimento, onde q_s é a carga por unidade de superfície e d_m a distância entre madres e tem um valor de 3 metros.

$$q = q_s \times d_m \quad (4.4)$$

4.2.1.1 Sobrecarga

$$q_k = 400 \times 3 = 1200 \text{ N/m}$$

Componentes de carga

$$q_{k,z} = 1200 \times \cos(15^\circ) = 1159.11 \text{ N/m}$$

$$q_{k,y} = 1200 \times \sin(15^\circ) = 310.583 \text{ N/m}$$

4.2.1.2 Neve

$$q_N = 468.62 \times 3 = 1405.86 \text{ N/m}$$

Componentes da carga

$$q_{N,z} = 1405.86 \times \cos(15^\circ) = 1357.951 \text{ N/m}$$

$$q_{N,y} = 1405.86 \times \sin(15^\circ) = 363.862 \text{ N/m}$$

4.2.1.3 Vento

A análise do maior coeficiente é feita quando o vento está em pressão, sendo que este contribui como ação variável acompanhante desfavorável. Na Figura 11 em cobertura sob pressão podemos observar o maior coeficiente de pressão é de 0.5.

$$q_v = 904 \times 0.5 \times 3 = 1356.3 \text{ N/m}$$

4.2.1.4 Peso do painel

O painel de cobertura dimensionado na Capítulo 3, tem um peso por unidade de área de 20.37 Kg/m^2 ;

$$q_{\text{painel}} = 20.37 \times 9.81 \times 3 = 599.49 \text{ N/m}$$

Componentes da carga

$$q_{p,z} = 599.49 \times \cos(15^\circ) = 579.062 \text{ N/m}$$

$$q_{p,y} = 599.49 \times \sin(15^\circ) = 155.16 \text{ N/m}$$

4.2.1.5 Somatório das cargas

Como já anteriormente referido, para o somatório é o usado a equação (3.1) e o cálculo é feito para as componentes y e z. E os coeficientes tomam os valores representado na Tabela 10 e Tabela 11.

$$\begin{aligned} q_z &= 1.35 \times 579.06 + 1.5 \cdot (1159.111 + 0.5 \times 1357.95 + 0.6 \times 1356.3) \\ &= 4759.53 \text{ N/m} \end{aligned}$$

$$q_y = 1.35 \times 155.16 + 1.5 \cdot (310.583 + 0.5 \times 363.862 + 0.6 \times 0) = 948.236 \text{ N/m}$$

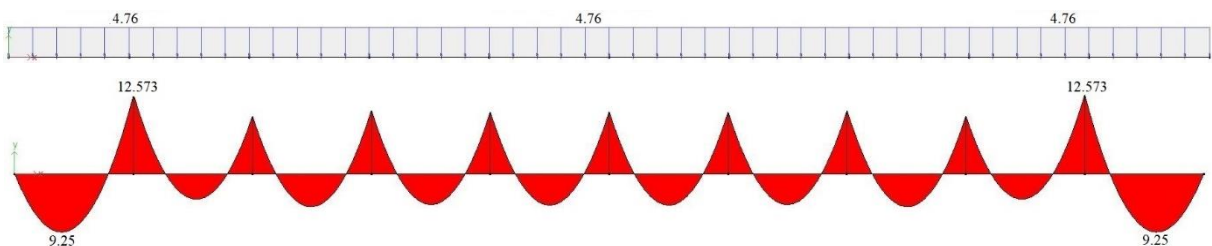


Figura 27 Esquema de carga aplicada segundo zz e diagrama de momento fletor em yy para as madres de cobertura

$$M_{f\text{máx},y} = 12.573 \text{ KNm}$$

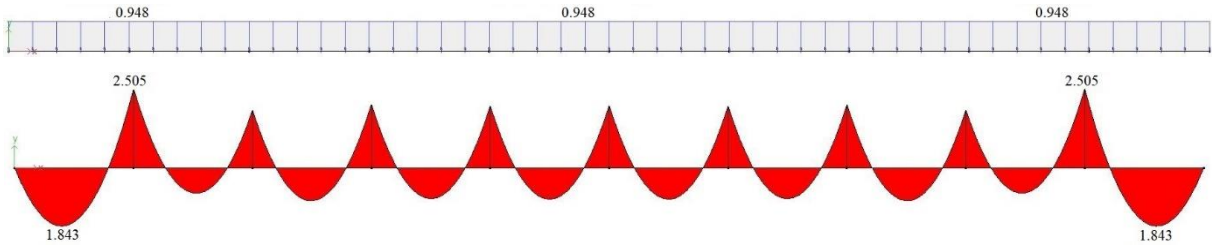


Figura 28 Esquema de carga aplicada segundo yy e diagrama de momento fletor em zz para as madres de cobertura

$$M_{f\text{m}\acute{a}x,z} = 2.505 \text{ KNm}$$

4.2.1.6 Perfil selecionado para madres de cobertura

Numa primeira iteração, o tipo de perfil selecionado foi *C*, mas devido à elevadas cargas nos dois eixos era preciso um perfil relativamente grande e pesado, para tal não acontecer recorreu-se aos perfis *C-plus*, em que o eixo z mais fraco é relativamente mais forte em relação aos perfis *C*.

Tabela 21 Características da madre de cobertura

<i>C</i> + 150 × 2.5 – S390	
<i>G</i>	8.2 Kg/m
<i>W_y</i>	47.9 cm ³
<i>W_z</i>	28.1 cm ³
<i>I_y</i>	353 cm ⁴
<i>I_z</i>	136.3 cm ⁴

A carga da madre resulta em:

$$q_{\text{peso da madre}} = 8.2 \cdot 9.81 \cdot 1.35 = 108.6 \text{ N/m}$$

Componentes da carga

$$q_{p,z} = 108.6 \times \cos(15^\circ) = 104.9 \text{ N/m}$$

$$q_{p,y} = 108.6 \times \sin(15^\circ) = 28.11 \text{ N/m}$$

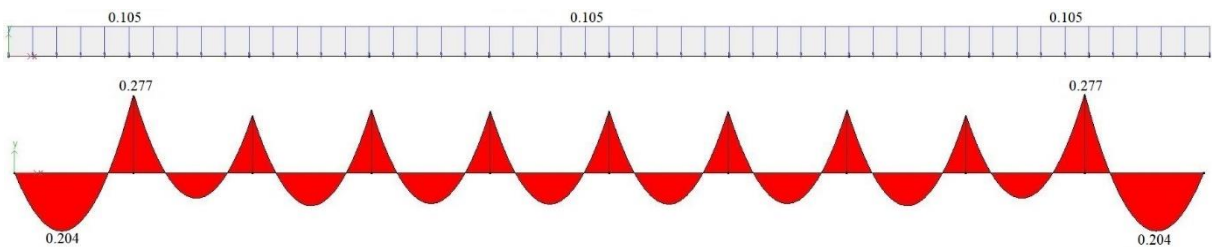


Figura 29 Esquema de carga aplicada devido ao peso próprio segundo zz e diagrama de momento fletor em yy para as madres de cobertura

$$M_{f\text{m}\acute{a}x,y} = 0.277 \text{ KNm}$$

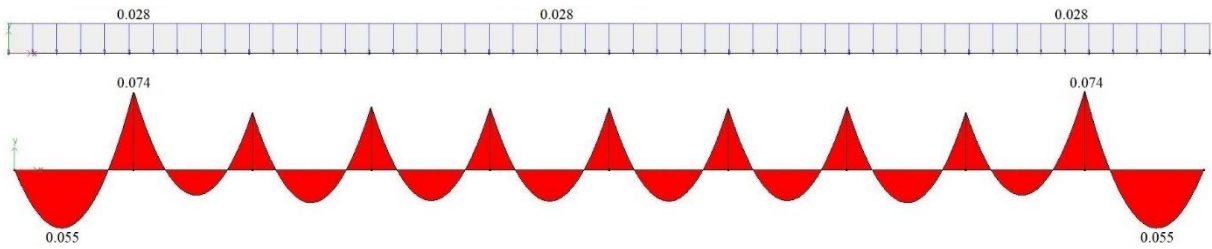


Figura 30 Esquema de carga aplicada devido ao peso próprio segundo yy e diagrama de momento fletor em zz para as madres de cobertura

$$M_{f\acute{m}ax,z} = 0.074 \text{ KNm}$$

4.2.1.7 Estado limite último

A expressão de calculo é a (4.2), sendo que o material é o mesmo S390;

$$\sigma_{sd} = \frac{12.573 + 277}{47.9 \cdot 10^{-6}} + \frac{2.505 + 74}{28.1 \cdot 10^{-6}} = 360.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sd} \leq \sigma_{Rd} = 390 \text{ MPa}$$

4.2.1.8 Estado limite de utilizao

A flexa máxima é dada por;

$$y_{m\acute{a}x} = \frac{L}{200} = \frac{5}{200} = 0.025 \text{ m}$$

 igualmente feito o cáculo das cargas com os coeficientes de segurança 1, como já anteriormente referido. Posto o cáculo de forma individual é feito o somatório para o eixo do perfil e proceder com o cáculo da flexa equivalente dada pela equao (4.3).

$$y_{m\acute{a}x,y} = \frac{q_y L^4}{185 E I_z} = \frac{(668.5) \times 5^4}{185 \times 210 \cdot 10^9 \times 136.3 \cdot 10^{-8}} = 0.008 \text{ m}$$

$$y_{m\acute{a}x,z} = \frac{q_z L^4}{185 E I_y} = \frac{(3163.34) \times 5^4}{185 \times 210 \cdot 10^9 \times 353 \cdot 10^{-8}} = 0.0144 \text{ m}$$

5 Cargas transmitida a estrutura principal

Depois de dimensionar os painéis e madres, temos condições necessárias para prosseguir ao dimensionamento da estrutura principal. Para tal, começou-se por determinar as cargas máximas pelo princípio da ação e reação das madres nos pórticos. Basicamente as reações entram como cargas pontuais ao longo da estrutura, e a seguir são feitas combinações necessárias com auxílio do *Multiframe4D* para determinar a pior combinação por intermédio dos diagramas de esforço.

O dimensionamento é feito para o pórtico mais solicitado, servindo este para o pavilhão todo.

5.1 Vento transversal

Para o vento transversal as cargas são dimensionadas da zona onde o vento sopra (barlavento) e para onde sopra (sotavento), isso para as fachadas laterais e para a cobertura. Na cobertura, como se sabe há 4 casos nas variações dos coeficientes, sucção, sucção + pressão, pressão + sucção e pressão, e apenas um contribui de forma mais desfavorável na estrutura principal, e é deste que será feita a representação de cálculos.

A expressão de cálculo para a carga do vento em unidade de comprimento é a (5.1);

$$q_v = q_p(z) \times c_p \times d_m \quad (5.1)$$

Sendo:

$$q_p(z) = 904.2 \text{ N/m}^2$$

5.1.1 Fachadas laterais

A distância entre madres d_m nas fachadas é de 2.5 m;

a) Fachadas à barlavento

$$c_p = 1.02$$

$$q_v = 904.2 \times 1.02 \times 2.5 = 2305.708 \text{ N/m}$$



Figura 31 Esquema de carga aplicada à madre de fachada lateral a barlavento

Tabela 22 Reações nos pórticos devido a carga na fachada a barlavento

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1		0,000	4,546
2		0,000	13,073
3		0,000	11,114
4		0,000	11,640
5		0,000	11,497
6		0,000	11,544
7		0,000	11,497
8		0,000	11,640
9		0,000	11,114
10		0,000	13,073
11		0,000	4,546

A maior carga pontual transmitida está no segundo e penúltimo pórtico. As madres intermédias transmitem essa carga, mas as madres das extremidades transmitem metade da carga porque a área de influência é também a metade das centrais.

$$F_{t,m.interm} = 13073 \text{ N}$$

Forças das madres das extremidades:

$$F_{t,m.extrem} = \frac{13073}{2} = 6536.5 \text{ N}$$

b) Fachadas à sotavento

$$c_p = 0.04$$

$$q_v = 904.2 \times 0.04 \times 2.5 = 90.42 \text{ N/m}$$



Figura 32 Esquema de carga aplicada à madre de fachada lateral a sotavento

Tabela 23 Reações nos pórticos devido a carga na fachada a sotavento

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1		0,000	0,178
2		0,000	0,513
3		0,000	0,436
4		0,000	0,456
5		0,000	0,451
6		0,000	0,453
7		0,000	0,451
8		0,000	0,456
9		0,000	0,436
10		0,000	0,513
11		0,000	0,178

$$F_{t,m.interm} = 513 \text{ N}$$

Forças das madres das extremidades:

$$F_{t,m.extrem} = \frac{513}{2} = 256.5 \text{ N}$$

5.1.2 Cobertura

Como referido anteriormente, na cobertura existem quatro casos devido ao coeficiente de pressão, tal como mostra a Tabela 7. O caso mais desfavorável ocorre quando a cobertura toda está sobre pressão, podendo-se observar os coeficientes em pressão, ver Figura 11.

A distância entre madres de cobertura é de 3 metros.

a) Cobertura à barlavento

Quando está a cobertura à barlavento, podemos perceber que está subdividida em diferentes zonas e com diferentes coeficientes. Logo, a análise de cálculo é feita consoante o posicionamento das madres nas diferentes zonas, como por exemplo na zona F e G há pelo menos uma madre e cada uma está limitada a uma certa distância como se pode consultar na Figura 7.

— Primeira Madre (zona F e G)

Tabela 24 Coeficientes da primeira madre quando cobertura a barlavento

Zona	c_p	L [m]
F	0.5	7.55
G	0.5	34.9

Como se pode observar na Tabela 24, para esta madre as suas zonas apresentam iguais coeficiente de pressão, podendo atuar uma distribuição de carga uniforme ao longo da viga, e a largura de influência na extremidade é de 1.5 m.

$$q_v = 904.2 \times 0.5 \times 1.5 = 678.15 \text{ N/m}$$

A carga é multiplicada por 1.5 m porque se trata da primeira madre da cobertura e esta só tem metade da área de influência das outras.



Figura 33 Esquema de carga aplicada à primeira madre de cobertura a barlavento

Tabela 25 Reações nos pórticos devido a carga da primeira madre na cobertura a barlavento

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1		0,000	1,337
2		0,000	3,844
3		0,000	3,268
4		0,000	3,423
5		0,000	3,381
6		0,000	3,395
7		0,000	3,381
8		0,000	3,423
9		0,000	3,268
10		0,000	3,844
11		0,000	1,337

$$F_{t,1^{a}madre} = 3844 \text{ N}$$

— Segunda Madre

A segunda madre encontra-se entre as zonas F, G e H, metade para lá da zona F e G e outra metade para a H, com isto temos 3 cargas provocadas em cada uma das zonas e que logo de seguida são somadas as cargas da F com H e da G com H, isto porque a zona do H é ao longo do comprimento da nave. Por outro lado, têm os mesmos coeficientes e a carga distribuída ao longo do comprimento da madre é a mesma.

Tabela 26 Coeficientes da segunda madre quando cobertura a barlavento

Zona	c_p	$L [m]$
F	0.5	7.55
G	0.5	34.9
H	0.5	50

Trata-se do caso semelhante a madre anterior, em que as zonas ao longo da viga apresentam o mesmo coeficiente formando uma carga uniformemente distribuída, e tendo em conta a largura de influência na viga, 3 metros, a carga resulta em:

$$q_{v,F} = 904.2 \times 0.5 \times 3 = 1356.3 \text{ N/m}$$

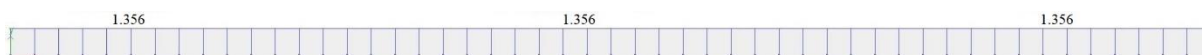


Figura 34 Esquema de carga aplicada à segunda madre de cobertura a barlavento

Tabela 27 Reações nos pórticos devido a carga da segunda madre na cobertura a barlavento

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1		0,000	2,674
2		0,000	7,690
3		0,000	6,538
4		0,000	6,847
5		0,000	6,763
6		0,000	6,791
7		0,000	6,763
8		0,000	6,847
9		0,000	6,538
10		0,000	7,690
11		0,000	2,674

$$F_{t,2^{a}madre} = 7690 \text{ N}$$

— Resto das madres nesta vertente da nave (Zona H)

O resto das madres na vertente a barlavento apresenta também o coeficiente de pressão de 0.5, gerando a mesma amplitude de carga por unidade de comprimento que as segundas madres, tendo em conta a mesma largura de influência.

$$F_{t,madre \text{ zona H}} = 7690 \text{ N}$$

b) Cobertura à sotavento

Nesta vertente há duas zonas (I e J) ao longo do comprimento da nave.

— Madres na zona I

$$c_p = 0.3$$

$$q_v = 904.2 \times 0.3 \times 3 = 813.8 \text{ N/m}$$



Figura 35 Esquema de carga aplicada à madre da zona I na cobertura a sotavento

Tabela 28 Reações nos pórticos devido a carga da madre da zona I na cobertura a sotavento

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1		0,000	1,605
2		0,000	4,614
3		0,000	3,923
4		0,000	4,108
5		0,000	4,058
6		0,000	4,075
7		0,000	4,058
8		0,000	4,108
9		0,000	3,923
10		0,000	4,614
11		0,000	1,605

$$F_{t,m.interm} = 4614 \text{ N}$$

Forças transmitida na extremidade:

$$F_{t,m.extrem} = \frac{4614}{2} = 2307 \text{ N}$$

– Madres do topo na zona J

Tem o mesmo coeficiente de pressão que a zona I, 0.3;

$$F_{t,m. do topo} = 4614 \text{ N}$$

– Segunda madre a partir do topo (zona I e J)

Esta madre está entre a zona I e a J, tendo as duas partes a provocar esforços de igual módulo em cada lado.

Tabela 29 Coeficientes da segunda madre a partir do topo quando cobertura a sotavento

Zona	c_p	L [m]
I	0.3	50
J	0.3	50

$$F_{t,m. do topo} = 4614 \text{ N}$$

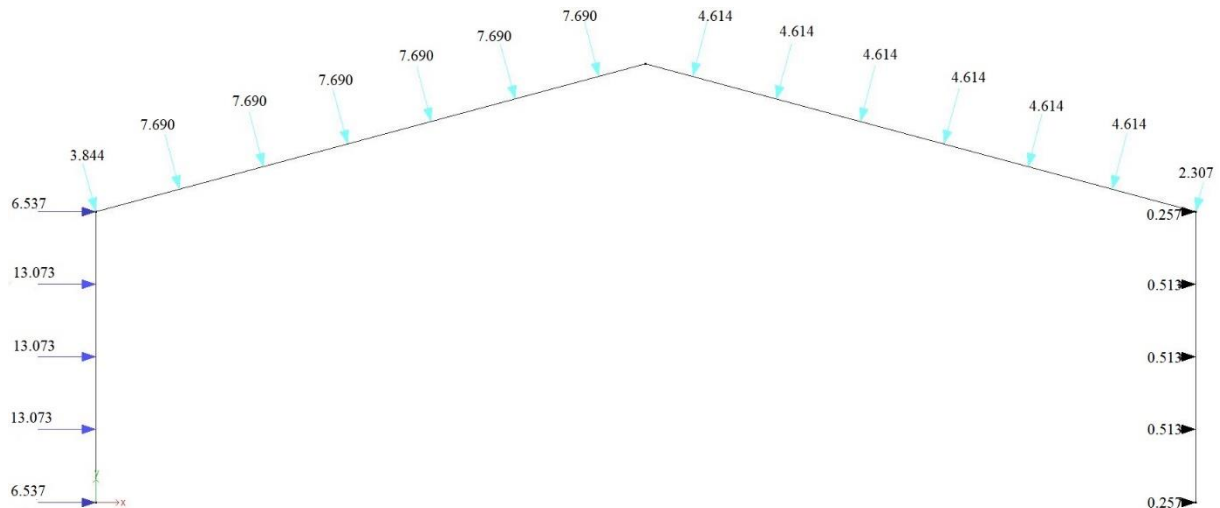


Figura 36 Forças pontuais transmitidas ao pórtico devido ao vento transversal

5.2 Vento longitudinal

O vento longitudinal cria no pavilhão zonas simétricas de atuação nos dois lados da nave, o dimensionamento em um dos lados serve para o outro, tanto para as fachadas como para a cobertura. Pode-se ver na Figura 12 a disposição das zonas e os coeficientes de pressão segundo o vento longitudinal.

5.2.1 Fachada lateral

As fachadas laterais estão divididas em três zonas, A, B e C, sendo a B aquela com maior área de atuação.

Tabela 30 Coeficientes da fachada lateral quando vento longitudinal

Zona	c_p	$L [m]$
A	-1.4	6.04
B	-1.0	24.2
C	-0.7	19.8

$$q_{v,A} = 904.2 \times 1.4 \times 2.5 = 3164.7 \text{ N/m}$$

$$q_{v,B} = 904.2 \times 1.0 \times 2.5 = 2260.5 \text{ N/m}$$

$$q_{v,C} = 904.2 \times 0.7 \times 2.5 = 1582.3 \text{ N/m}$$



Figura 37 Esquema de carga aplicada à madre da fachada lateral devido ao vento longitudinal

Tabela 31 Reações nos pórticos devido a carga na fachada lateral

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1		0,000	6,379
2		0,000	16,662
3		0,000	10,506
4		0,000	11,535
5		0,000	11,186
6		0,000	11,551
7		0,000	9,718
8		0,000	7,763
9		0,000	7,688
10		0,000	8,957
11		0,000	3,122

$$F_{t,m.interm} = 16662 \text{ N}$$

Forças transmitida na extremidade:

$$F_{t,m.extrem} = \frac{16662}{2} = 8331 \text{ N}$$

5.2.2 Cobertura

Tal com nas fachadas laterais, a cobertura está também dividida em diferentes zonas, F, H e I.

Tabela 32 Coeficientes da cobertura quando vento longitudinal

Zona	c_p	L [m]
F	-1.5	3.02
H	-0.8	12.08
I	-0.7	34.9

$$q_{v,F} = 904.2 \times 1.5 \times 3 = 4069 \text{ N/m}$$

$$q_{v,H} = 904.2 \times 0.8 \times 3 = 1808.4 \text{ N/m}$$

$$q_{v,I} = 904.2 \times 0.7 \times 3 = 1582.4 \text{ N/m}$$



Figura 38 Esquema de carga aplicada à madre de cobertura devido ao vento longitudinal

Tabela 33 Reações nos pórticos devido a carga na cobertura

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1		0,000	7,882
2		0,000	13,320
3		0,000	8,064
4		0,000	8,780
5		0,000	7,758
6		0,000	7,958
7		0,000	7,880
8		0,000	7,991
9		0,000	7,627
10		0,000	8,972
11		0,000	3,120

$$F_{t,m.interm} = 13320 \text{ N}$$

Forças transmitida na extremidade:

$$F_{t,m.extrem} = \frac{13320}{2} = 6660 \text{ N}$$

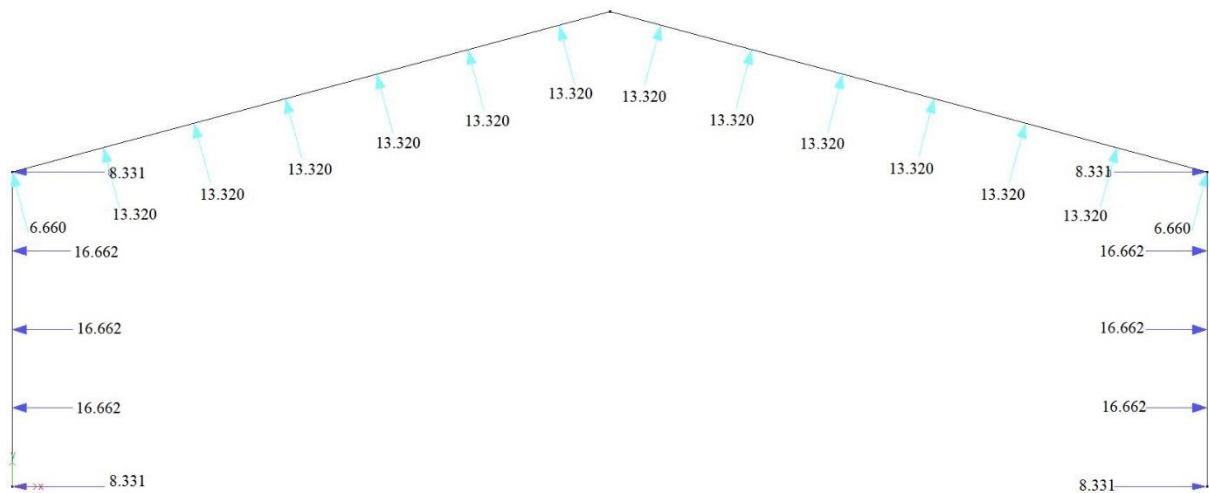


Figura 39 Forças pontuais transmitidas ao pórtico devido ao vento longitudinal

5.3 Peso das madres e painéis

São igualmente calculadas as cargas nas fachadas laterais e nas coberturas. O peso das madres já está definido por unidade de comprimento, mas o peso dos painéis está por unidade de área, para os definir em unidade de comprimento são igualmente multiplicados pela distância entre madres. Sendo necessário definir cargas dos painéis nas extremidades e na zona intermediária devido a área de influência que são diferentes e posteriormente cada uma das duas são somadas pela carga das madres.

$$q_i[N/m] = G_i \times g \times d_m \quad (5.2)$$

Onde:

G_i é o peso da componente i

g é a aceleração gravítica

d_m a distância entre madres

5.3.1 Fachadas laterais

$$G_{madre} = 6.16 \text{ Kg/m}$$

$$q_{madre} = 6.16 \times 8.91 = 60.43 \text{ N/m}$$

$$G_{painel} = 11 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_{mad \text{ interm}} = 11 \times 8.91 \times 2.5 = 269.8 \text{ N/m}$$

$$q_{mad \text{ da extremid}} = 11 \times 8.91 \times 1.25 = 134.9 \text{ N/m}$$

— Madres da zona intermédia

O somatório da carga da madre e a carga intermédia do painel resulta em:

$$q_{intermédia} = 60.43 + 269.8 = 330.21 \text{ N/m}$$

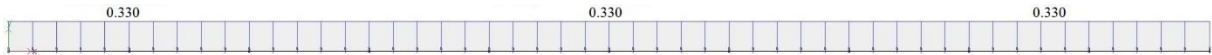


Figura 40 Esquema de carga aplicada às madres da zona intermédia da fachada lateral devido ao peso das madres e do painel

Tabela 34 Reações na zona intermédia lateral dos pórticos devido a carga do peso das madres e do painel

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1		0,000	0,651
2		0,000	1,872
3		0,000	1,592
4		0,000	1,667
5		0,000	1,646
6		0,000	1,653
7		0,000	1,646
8		0,000	1,667
9		0,000	1,592
10		0,000	1,872
11		0,000	0,651

$$F_{t,m.interm} = 1872 \text{ N}$$

– Madres da extremidade

$$q_{extremidade} = 60.43 + 134.9 = 195.32 \text{ N/m}$$

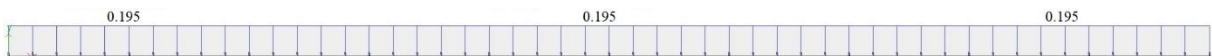


Figura 41 Esquema de carga aplicada às madres das extremidades da fachada lateral devido ao peso das madres e do painel

Tabela 35 Reações na extremidade lateral dos pórticos devido a carga do peso das madres e do painel

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1		0,000	0,385
2		0,000	1,107
3		0,000	0,942
4		0,000	0,986
5		0,000	0,974
6		0,000	0,978
7		0,000	0,974
8		0,000	0,986
9		0,000	0,942
10		0,000	1,107
11		0,000	0,385

$$F_{t,m.extremidade} = 1107 \text{ N}$$

5.3.2 Cobertura

O critério é o mesmo daquele usado para as fachadas laterais, na determinação das cargas provocadas nas extremidades e na zona intermédia.

Lembrar que a distância entre madres de cobertura é de 3 metros.

$$G_{madre} = 8.2 \text{ Kg/m}$$

$$q_{madre} = 8.2 \times 8.91 = 80.442 \text{ N/m}$$

$$G_{painel} = 20.37 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_{mad \text{ interm}} = 20.37 \times 8.91 \times 3 = 599.5 \text{ N/m}$$

$$q_{mad \text{ da extremid}} = 20.37 \times 8.91 \times 1.5 = 299.75 \text{ N/m}$$

– Madres da zona intermédia

$$q_{intermédia} = 80.442 + 599.5 = 679.93 \text{ N/m}$$



Figura 42 Esquema de carga aplicada as madres da zona intermédia da cobertura devido ao peso das madres e do painel

Tabela 36 Reações na zona intermédia da cobertura dos pórticos devido a carga do peso das madres e do painel

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1		0,000	1,341
2		0,000	3,855
3		0,000	3,278
4		0,000	3,433
5		0,000	3,390
6		0,000	3,404
7		0,000	3,390
8		0,000	3,433
9		0,000	3,278
10		0,000	3,855
11		0,000	1,341

$$F_{t,m.interm} = 3855 \text{ N}$$

– Madres da extremidade

$$q_{extrem} = 80.442 + 299.75 = 380.187 \text{ N/m}$$

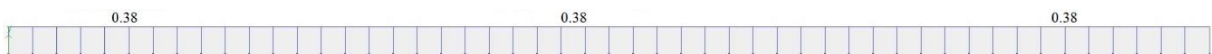


Figura 43 Esquema de carga aplicada às madres das extremidades da cobertura devido ao peso das madres e do painel

Tabela 37 Reações na extremidade da cobertura dos pórticos devido a carga do peso das madres e do painel

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1		0,000	0,750
2		0,000	2,156
3		0,000	1,833
4		0,000	1,919
5		0,000	1,896
6		0,000	1,904
7		0,000	1,896
8		0,000	1,919
9		0,000	1,833
10		0,000	2,156
11		0,000	0,750

$$F_{t,m.extremidade} = 2156 N$$

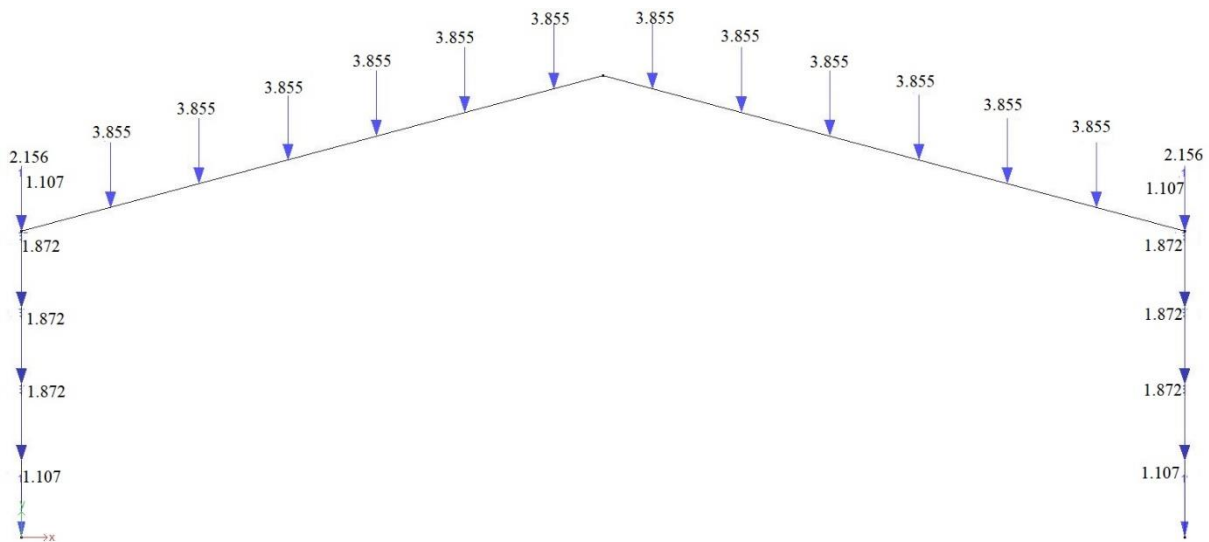


Figura 44 Forças pontuais transmitidas ao pórtico devido ao peso das madres e do painel

5.4 Neve

A carga da neve é simplesmente calculada na cobertura e tem a carga por unidade de área s de $468.62 N/m^2$, a distância entre madres de cobertura é de 3 metros.

$$q_s = 468.62 \times 3 = 1405.86 N/m$$



Figura 45 Esquema de carga aplicada às madres devido a neve

Tabela 38 Reações nos pórticos devido a carga da neve

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1		0,000	2,772
2		0,000	7,971
3		0,000	6,777
4		0,000	7,097
5		0,000	7,010
6		0,000	7,039
7		0,000	7,010
8		0,000	7,097
9		0,000	6,777
10		0,000	7,971
11		0,000	2,772

$F_{t,m.interm} = 7971\text{ N}$

Forças transmitida na extremidade:

$F_{t,m.extrem} = \frac{7971}{2} = 3985.5\text{ N}$

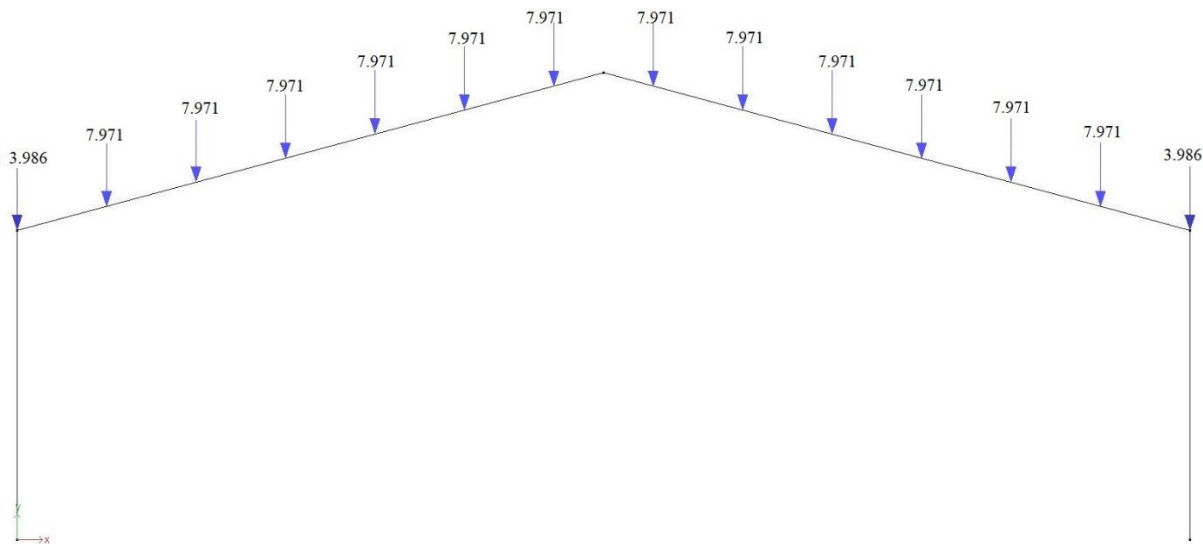


Figura 46 Forças pontuais transmitidas ao pórtico devido a neve

5.5 Sobrecarga

É considerado a sobrecarga uniformemente distribuída de 400 N/m².

$q_k = 400 \times 3 = 1200\text{ N/m}$



Figura 47 Esquema de carga aplicada às madres devido a sobrecarga

Tabela 39 Reações nos pórticos devido a sobrecarga

	Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN
1	1		0,000	2,366
2	2		0,000	6,804
3	3		0,000	5,785
4	4		0,000	6,058
5	5		0,000	5,983
6	6		0,000	6,008
7	7		0,000	5,983
8	8		0,000	6,058
9	9		0,000	5,785
10	10		0,000	6,804
11	11		0,000	2,366

$$F_{t,m.interm} = 6804 \text{ N}$$

Forças transmitida na extremidade:

$$F_{t,m.extrem} = \frac{6804}{2} = 3402 \text{ N}$$

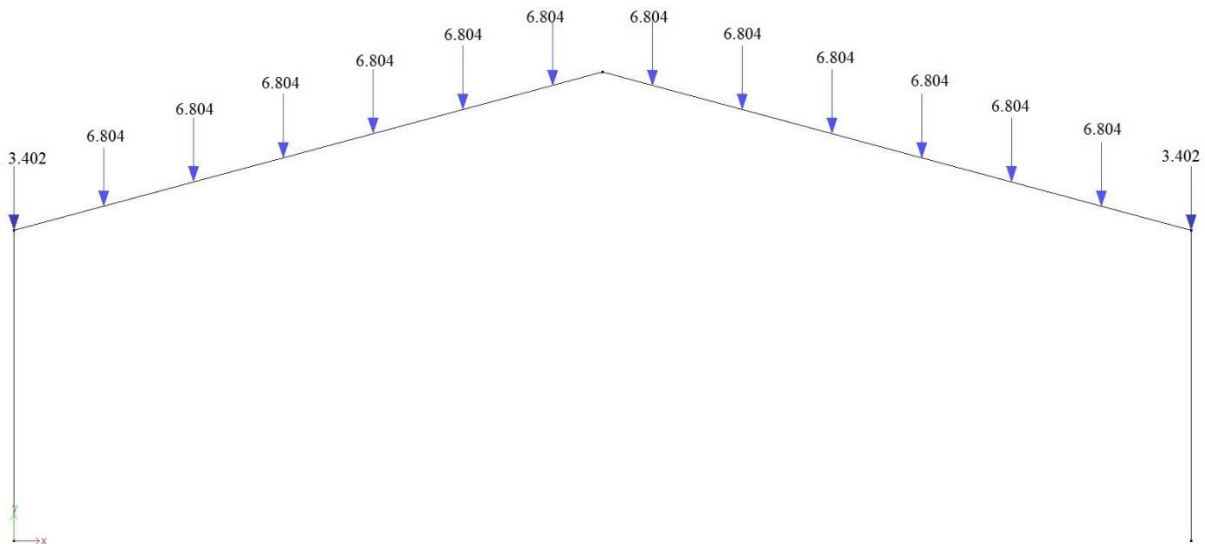


Figura 48 Forças pontuais transmitidas ao pórtico devido a sobrecarga

5.6 Combinação de ações para a estrutura principal (pórticos)

Com as cargas determinadas, pode-se obter diversas combinações de acordo com as possibilidades criadas pelas diferentes ações, portanto são apenas representadas as mais relevantes. De recordar que haviam 4 casos devido aos coeficientes interiores considerando a existência de um portão no pavilhão, fazendo este variar os c_p 's entre +0.2 e -0.3. Ficando assim provado que o caso mais crítico é quando o vento transversal provoca sucção no interior (-0.3) e o vento longitudinal pressão (+0.2).

Foram também determinadas diferentes combinações de ações, desde a carga do vento (já com o coeficiente resultante, cargas de sucção e de pressão), a carga da neve, o peso das madres, o peso dos revestimentos e a sobrecarga, para verificar o pior caso de carga na estrutura principal.

A determinações das combinações é com base na equação (3.1) e as Tabela 10 e Tabela 11 para coeficientes de segurança e os coeficientes da ação acompanhante respetivamente.

Tabela 40 Combinações de ações para a estrutura principal

Combinação	Ação variável de base	$\gamma_{Q,1}$	Ação permanente	$\gamma_{G,j}$	Ação variável acompanhante	$\gamma_{Q,i}$	$\psi_{0,1}$
1	Vento longitudinal (sucção)	1.5	Peso próprio + Madre e painel	1.0	—	—	—
2	Vento transversal (pressão)		Peso próprio + Madre e painel	1.35	Neve	1.5	0.5
3	Neve		Peso próprio + Madre e painel	1.35	Vento (pressão)	1.5	0.6
4	Sobrecarga		Peso próprio + Madre e painel	1.35	Neve Vento (pressão)	1.5	0.5 0.6

Na Tabela 40 está representado algumas das várias combinações que podemos obter na estrutura principal, sendo que, as que estão representadas são aquelas que provocam maior esforço sobre a estrutura e por sua vez destaca-se como o pior caso a *combinação 4*. Esta que tem como a ação variável de base a sobrecarga e a ação variável acompanhante a neve e o vento transversal em pressão.

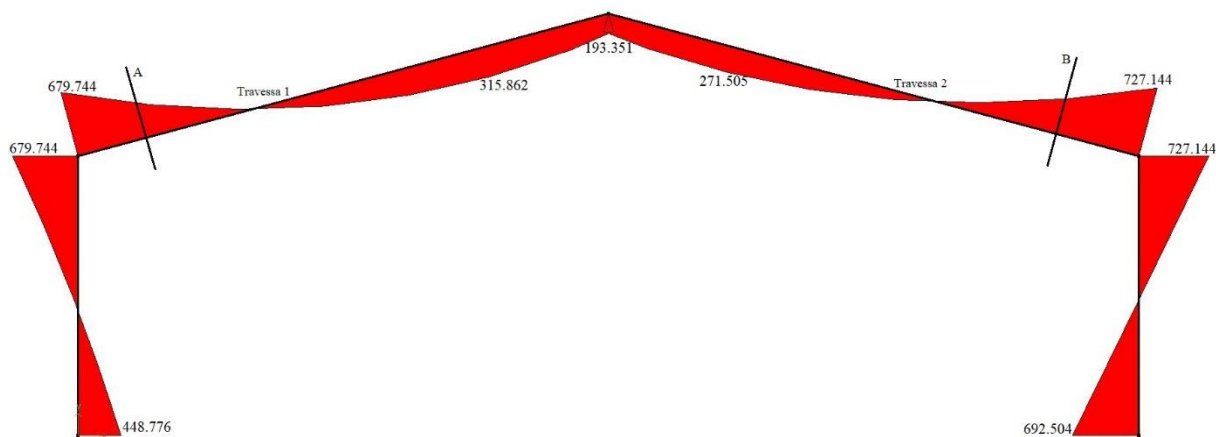


Figura 49 Diagrama do momento fletor da combinação 4

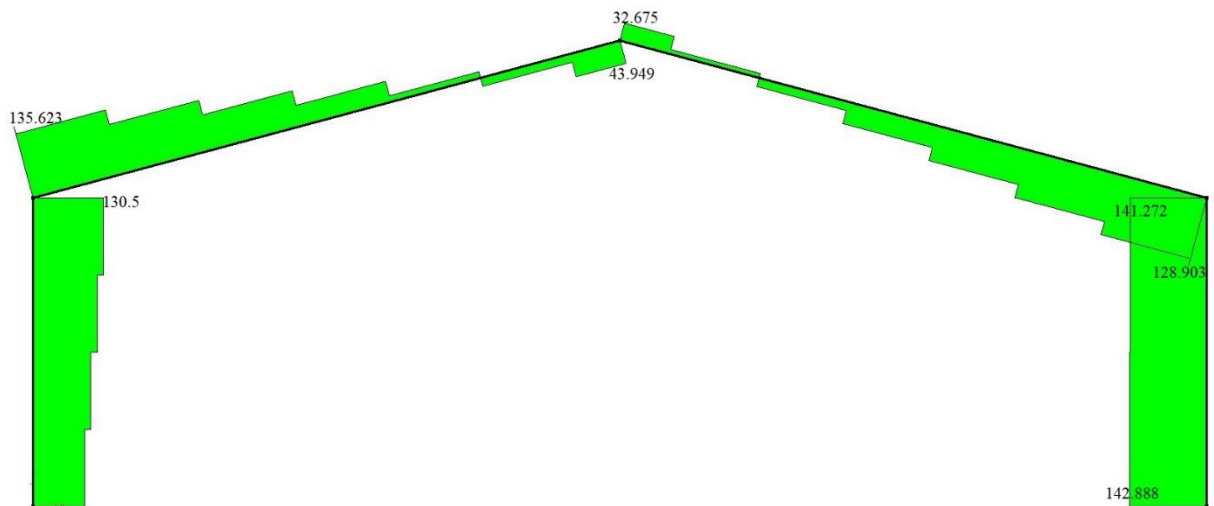


Figura 50 Diagrama do esforço cortante da combinação 4

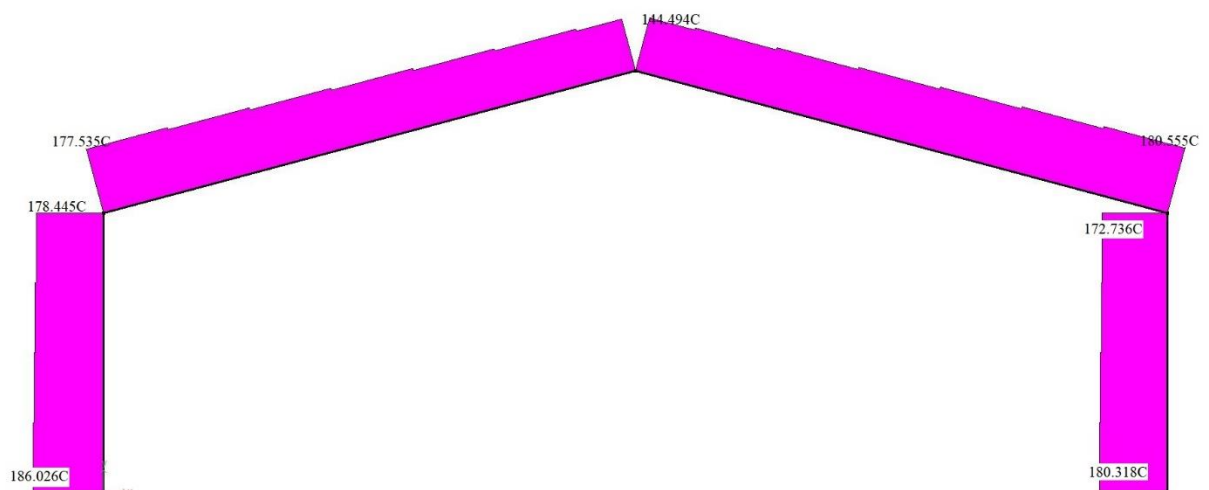


Figura 51 Diagrama do esforço normal da combinação 4

Na Tabela 41 estão demonstradas os esforços máximos nos pórticos, que com base nos diagramas acima representados, Figura 49, Figura 50 e Figura 51, a travessa 2 é a mais solicitada.

Tabela 41 Esforços máximos nos pórticos

	Esforços máximos	
	Travessa	Pilar
Momento fletor [KNm]	727.144	727.144
Esforço de corte [KN]	128.903	141.272
Esforço normal [KN]	180.555	172.736

6 Dimensionamento da estrutura principal

Com as cargas e os esforços definidos, estamos em condições de dimensionar a estrutura principal. O dimensionamento foi feito com base no *Eurocódigo 3* – Projeto de estruturas em aço [2], com este são efetuados diferentes cálculos de verificação para garantir a segurança necessária da estrutura.

Inicialmente, começou-se por definir os elementos da estrutura. Nas travessas 1 e 2 estão representadas secções A e B respetivamente a indicarem as zonas em que são colocadas as cartelas de reforço. Diferente dos pilares, o momento nas travessas tem um comportamento não linear, fazendo com que a zona de maior esforço se concentre na extremidade ligada ao pilar, com isto é possível minimizar o tamanho do perfil compensando o esforço na extremidade com uma cartela.

Tabela 42 Momento fletor nas secções das cartelas de reforço

	Secção A (Travessa 1)	Secção B (Travessa 2)
Momento fletor [KNm]	316.009	316.372
Esforço cortante [KN]	135.623	128.903
Esforço normal [KN]	177.535	180.555
Comprimento da cartela [m]	3	3.68

São feitos os cálculos para os perfis com valores representados na Tabela 42, sendo que os esforços maiores Tabela 41 são usados para o dimensionamento das cartelas. Os resultados apresentados na Tabela 42, é meramente representativo de modo a mostrar a análise feita nas secções. Basicamente procurou-se aproximar o máximo possível o valor do momento das extremidades ao maior momento fletor no centro da travessa (momento fletor central máximo travessa 1). Mas para o dimensionamento só é relevante aquele que é considerado o pior caso, sendo este a *secção B* (Travessa 2).

A análise foi apenas feita para o momento fletor, pelo simples facto de os esforços cortante e normal terem uma contribuição reduzida em relação ao momento e pouca variação ao longo das travessas e por analogia não altera o resultado final.

Para a verificação segundo o EC3 são feitas inicialmente as classificações das secções transversais e só assim são definidos o estado limite último onde é feito cálculo da resistência dos elementos à encurvadura, para elementos uniformes comprimidos e para os elementos uniformes em flexão (encurvadura lateral) e finalmente a verificação ao estado limite de utilização.

A estrutura é composta por perfis IPE, na qual é o usado o aço S355 que acaba por ser mais económico tendo em conta por exemplo o aço S275.

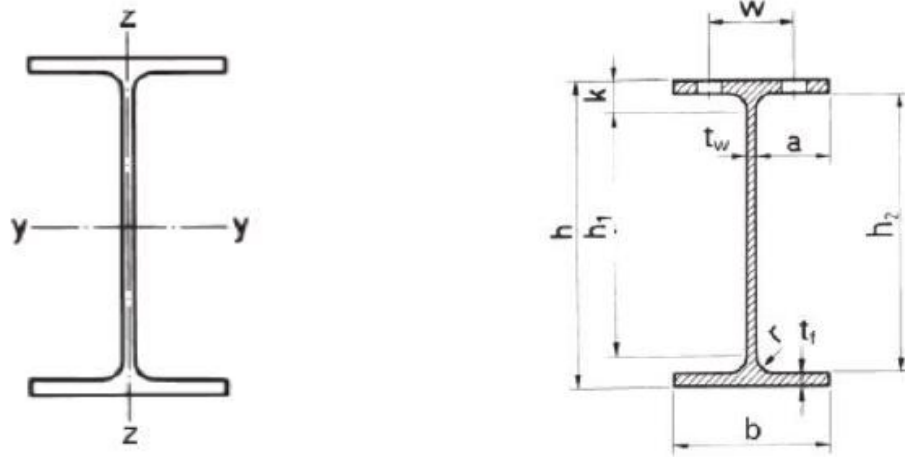


Figura 52 Legenda do perfil IPE

6.1 Dimensionamento das travessas

O cálculo do dimensionamento das travessas foi feito de forma separada para cada uma das travessas, sendo que o perfil é definido na mais solicitada. Como se pode observar na Tabela 42 a secção B é aquela que apresenta maior solicitação, secção esta situada na travessa 2. A definição do momento na secção B é com base no momento máximo a meio do vão analisado nas duas travessas do pórtico, e se pode verificar na Figura 49 que a travessa 1 apresenta um momento máximo de 315.862 KNm a meio do vão.

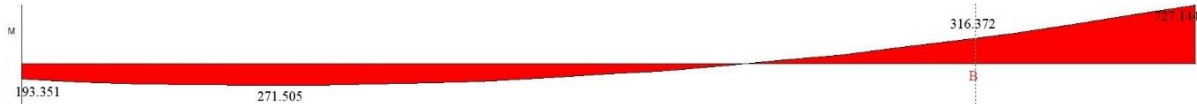


Figura 53 Diagrama de momento fletor da travessa 2

Tabela 43 Dimensões do perfil da travessa

IPE 550			
m [Kg/m]	106	h [mm]	550
A [mm ²]	13400	b [mm]	210
I_y [mm ⁴]	671.2×10^6	h_1 [mm]	468
$W_{el,y}$ [mm ³]	2440×10^3	a [mm]	99
$W_{pl,y}$ [mm ³]	2780×10^3	t_f [mm]	17.2
i_y [mm]	223	t_w [mm]	11.1
I_z [mm ⁴]	26.7×10^6	r [mm]	24
$W_{el,z}$ [mm ³]	254×10^3		
i_z [mm]	44.5		

É feito um cálculo de verificação tendo em conta a flexão composta;

$$\sigma_{xx} = \frac{M_y}{W_y} + \frac{N}{A} = \frac{316.372 \times 10^3}{2440 \times 10^{-6}} + \frac{180.555 \times 10^3}{13400 \times 10^{-6}} = 143.15 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa}$$

Agora é feita tendo em conta o peso do perfil selecionado;

$$M_{yG} = \frac{ql^2}{8} = \frac{106 \times 9.81 \times 19.67^2}{8} = 50.291 \text{ KNm}$$

$$M_y = 316.372 + 50.291 = 366.663 \text{ KNm}$$

$$\sigma_{xx,G} = \frac{M_y}{W_y} + \frac{N}{A} = \frac{366.663 \times 10^3}{2440 \times 10^{-6}} + \frac{180.555 \times 10^3}{13400 \times 10^{-6}} = 163.75 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa}$$

6.1.1 Classificação das secções transversais EC3

A classificação das secções transversais tem como objetivo identificar em que medida a sua resistência e a sua capacidade de rotação são limitadas pela ocorrência de encurvadura lateral. Estão classificadas em quatro classes transversais:

- *Classe 1:* as secções da classe 1 são aquelas em que pode formar uma rótula plástica, com a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;
- *Classe 2:* são aquelas que podem atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;
- *Classe 3:* são aquelas em que a tensão na fibra externa comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido;
- *Classe 4:* são aquelas em que ocorre a encurvadura lateral antes de atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal.

A classificação de uma secção transversal depende da relação entre a largura e a espessura dos seus componentes comprimidos. Sendo que a classificação poderá ser definida pela indicação simultânea da classe do banzo e da classe da alma.

A definição da classe é também importante porque na verificação ao limite último, muito dos parâmetros variam com a respetiva classe.

O cálculo da alma e dos banzos são feitos com base no Quadro 5.2 do EC3 [2];

a) Alma

$$c = h_1 = 468 \text{ mm}$$

$$t = t_w = 11.1 \text{ mm}$$

Para a verificação da classe, por norma começa-se na primeira sendo que para componentes solicitado à flexão e a compressão, as condições são as apresentadas nas Equações (6.1) e (6.2);

$$\text{quando } \alpha > 0.5 \quad \frac{c}{t} \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1} \quad (6.1)$$

$$\text{quando } \alpha \leq 0.5 \quad \frac{c}{t} \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha} \quad (6.2)$$

O parâmetro ε depende do material, tomando o valor representado a seguir conforme o aço S355;

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.81$$

$$\alpha = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{N_{Ed}}{t_w \times c \times f_y} \right) \quad (6.3)$$

$$\alpha = 0.55$$

Uma vez que o $\alpha > 0.5$ é usada a equação (6.1);

$$\frac{468}{11.1} \leq \frac{396 \times 0.81}{13 \times 0.55 - 1} \Leftrightarrow 42.16 < 52.27$$

Confirma-se que a alma pertence a classe 1.

b) Banzos

$$c = \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r = 75.45 \text{ mm}$$

$$t = t_f = 17.2 \text{ mm}$$

Para a verificação da classe dos banzos usou-se a forma conservativa, componente solicitado à compressão;

$$\frac{c}{t} \leq 9\varepsilon \quad (6.4)$$

$$\frac{75.45}{17.2} \leq 9 \times 0.81 \Leftrightarrow 4.4 < 7.29$$

Igualmente os banzos são pertencentes a classe 1.

6.1.2 Verificação ao estado limite último pelo EC3

Tendo em conta que estamos perante uma situação de flexão composta com compressão, os elementos solicitados deverão cumprir as seguintes condições:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (6.5)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (6.6)$$

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$G = 81 \text{ GPa}$$

$$N_{Ed} = 180.555 \text{ KN}$$

$$N_{RK} = f_y \cdot A = 4757 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 316.372 \text{ KNm}$$

$$M_{y,RK} = f_y \cdot W_{pl,y} = 986.9 \text{ KNm}$$

$$\gamma_{M1} = 1.0$$

Elementos uniformes comprimidos

➤ *Encurvadura segundo y-y:*

O coeficiente de redução χ é determinado pela expressão:

$$\chi_i = \frac{1}{\phi_i + \sqrt{\phi_i^2 - \bar{\lambda}_i^2}}, \quad i = y, z \quad (6.7)$$

Em que:

$$\phi_i = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_i - 0.2) + \bar{\lambda}_i^2 \right], \quad i = y, z \quad (6.8)$$

$$\bar{\lambda}_i = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,i}}}, \quad i = y, z \quad (6.9)$$

O valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvadura é dado pela seguinte expressão:

$$N_{cr,i} = \frac{\pi^2 E I_i}{L_{e,i}^2}, \quad i = y, z \quad (6.10)$$

$$l_y = \frac{19}{\cos 15^\circ} = 19.67 \text{ m}$$

Considerando que a travessa pode rodar elasticamente na ligação com outra travessa e com o pilar, é considerado um coeficiente para correção do comprimento de $\mu = 1$.



Figura 54 Comprimento de encurvadura em viga bi-apoiada

$$L_{e,y} = \mu l_y = 19.67 \text{ m}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^9 \times 671.2 \times 10^{-6}}{19.67^2} = 3595.52 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{13400 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^6}{3595.52 \times 10^3}} = 1.15$$

O fator de imperfeição α corresponde à curva de encurvadura apropriada, indicada no Anexo B e é obtida na Tabela 44.

Tabela 44 Fatores de imperfeição para curva de encurvadura

Curva de encurvadura	a_0	a	b	c	d
Factor de imperfeição α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\alpha = 0.21$$

E finalmente;

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 1.26$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0.56$$

➤ *Encurvadura segundo z-z:*

O procedimento de cálculo para a obtenção do coeficiente de redução χ_z é o mesmo daquele utilizado em y, tendo em conta as equações (6.7), (6.8), (6.9) e (6.10).

O comprimento em z é o equivalente à distância entre madres, tendo em conta que estas oferecem resistência à encurvadura nesta direção.

$$l_z = 3 \text{ m}$$

É considerado de igual modo o coeficiente $\mu = 1$.

$$L_{e,z} = \mu l_z = 3 \text{ m}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^9 \times 26.7 \times 10^{-6}}{3^2} = 61448.76 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{13400 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^6}{61448.76 \times 10^3}} = 0.88$$

O fator de imperfeição α como se pode verificar na curva de encurvadura no Anexo B pertence à curva b e toma o seguinte valor;

$$\alpha = 0.34$$

$$\phi_z = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 1.0$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0.67$$

Elementos uniformes em flexão – Encurvadura lateral (bambeamento)

O bambeamento é o fenómeno de instabilidade que se caracteriza pela ocorrência de deformações transversais ao plano em que atuam os esforços de flexão, devidas às tensões de compressão.

O coeficiente de redução para a encurvadura lateral é definido pelas expressões que se seguem:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad (6.11)$$

Em que:

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (6.12)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} \quad (6.13)$$

O fator de imperfeição α_{LT} corresponde à curva de encurvadura apropriada, indicada na Tabela 45 e é obtida na Tabela 46, a curva é definida no Anexo Nacional do EC3.

Tabela 45 Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral

Curva de encurvadura	a	b	c	d
Factor de imperfeição α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabela 46 Curvas de encurvadura lateral recomendadas para as secções transversais

<i>Secção transversal</i>	<i>Limites</i>	<i>Curva de encurvadura</i>
<i>Secções em I laminadas</i>	$h/b \leq 2$ $h/b > 2$	a b
<i>Secções em I soldadas</i>	$h/b \leq 2$ $h/b > 2$	c d
<i>Outras secções transversais</i>	-	d

$$\alpha_{LT} = 0.34$$

Para secções simétricas, o momento crítico M_{cr} pode ser calculado a partir da seguinte expressão derivada da teoria da encurvadura [6], Anexo C:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL_{LT})^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL_{LT})^2 GEI_t}{\pi^2 EI_z}} + (C_2 z_g)^2 - C_2 z_g \right] \quad (6.14)$$

Sendo:

$$L_{LT} = l_y = 19.67$$

$$k = 1$$

$$k_w = 1$$

I_w – Momento de inércia de bambeamento

$$h_m = h - t_f = 532.8 \text{ mm}$$

$$I_w = \frac{I_y \cdot h_m^2}{4} = 47.64 \cdot 10^{-6} \text{ m}^6$$

I_T – Momento de inércia de torção

$$I_T = \frac{2b \cdot t_f^3 + (h - 2t_f) \cdot t_w^3}{3} = 0.95 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$z_g = 0 \text{ mm}$$

C_1 e C_2 são fatores que dependem da forma do momento fletor, Anexo C.

Carregamento e condições de apoio	Diagrama de momentos fletores	C_1	C_2
		1,13	0,454
		2,60	1,55
		1,35	0,630
		1,69	1,65

Figura 55 Valores de C_1 e C_2 para casos com carregamento transversal (para $k=1.0$)

$$C_1 = 2.60$$

$$C_2 = 1.55$$

Resultando em:

$$M_{cr} = 566.5 \text{ KNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{2780 \cdot 10^{-6} \times 355 \cdot 10^6}{566.5 \cdot 10^3}} = 1.32$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + 0.34(1.43 - 0.2) + 1.43^2] = 1.56$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.73 + \sqrt{1.73^2 - 1.43^2}} = 0.42$$

Para determinar os fatores de interação k_{yy} e k_{zy} , foi utilizado o método 2, como consta no EC3, apresentado no Anexo D;

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{RK}}{\gamma_{M1}}} \right) \leq C_{my} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{RK}}{\gamma_{M1}}} \right) \quad (6.15)$$

$$k_{zy} = 0.6 \cdot k_{yy} \quad (6.16)$$

A determinação do coeficiente C_{my} é com base no quadro B.3 do EC3 [2], tendo em conta o diagrama de momento fletor. O diagrama de momento fletor da travessa em estudo pode-se consultar na Figura 53.


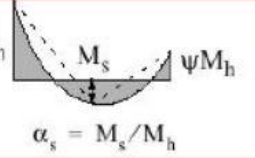
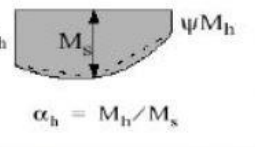
Diagrama de momentos	Domínio de aplicação	C_{my} e C_{mz} e C_{mLT}		
		Carga uniforme	Carga concentrada	
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$		
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1+2\psi)$

Figura 56 Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m para as travessas

$$\psi = \frac{-193.351}{316.372} = -0.611$$

$$\alpha_s = \frac{M_s}{M_h} = \frac{-315.862}{316.372} = -0.86$$

Então:

$$C_{my} = 0.1 \cdot (1 - \psi) - 0.8 \cdot \alpha_s \geq 0.4$$

$$C_{my} = 0.85 \geq 0.4$$

Sendo assim:

$$k_{yy} = 0.86 \cdot \left(1 + (1.15 - 0.2) \cdot \frac{180.555}{0.56 \frac{4757}{1.0}} \right) \leq 0.96 \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{180.555}{0.56 \frac{4757}{1.0}} \right)$$

$$0.9 = 0.9$$

$$k_{zy} = 0.6 \cdot k_{yy} = 0.6 \times 0.9 = 0.54$$

Finalmente o cálculo da flexão composta com compressão resultam em:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} = \frac{180.555}{0.56 \frac{4757}{1}} + 0.9 \frac{316.372}{0.42 \frac{986.9}{1}} = 0.76 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} = \frac{180.555}{0.67 \frac{4757}{1}} + 0.54 \frac{316.372}{0.42 \frac{986.9}{1}} = 0.47 \leq 1$$

Com base nos cálculos apresentado, é seguro afirmar que o perfil ideal para as travessas é o IPE550.

6.2 Dimensionamento dos pilares

Dando continuidade ao dimensionamento dos pórticos, para os pilares a abordagem não é muito diferente daquela usada nas travessas.



Figura 57 Diagrama de momento fletor do pilar

Tabela 47 Dimensões do perfil do pilar

IPE 550			
m [Kg/m]	106	h [mm]	550
A [mm ²]	13400	b [mm]	210
I_y [mm ⁴]	671.2×10 ⁶	h₁ [mm]	468
W_{el,y} [mm ³]	2440×10 ³	a [mm]	99
W_{pl,y} [mm ³]	2780×10 ³	t_f [mm]	17.2
i_y [mm]	223	t_w [mm]	11.1
I_z [mm ⁴]	26.7×10 ⁶	r [mm]	24
W_{el,z} [mm ³]	254×10 ³		
i_z [mm]	44.5		

$$\sigma_{xx} = \frac{M_y}{W_y} + \frac{N}{A} = \frac{727.144 \times 10^3}{2440 \times 10^{-6}} + \frac{172.736 \times 10^3}{13400 \times 10^{-6}} = 311 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa}$$

Agora é feita tendo em conta o peso do perfil selecionado;

$$M_{yG} = \frac{ql^2}{8} = \frac{106 \times 9.81 \times 19.67^2}{8} = 50.291 \text{ KNm}$$

$$M_y = 727.144 + 50.291 = 777.435 \text{ KNm}$$

$$\sigma_{xx,G} = \frac{M_y}{W_y} + \frac{N}{A} = \frac{777.435 \times 10^3}{2440 \times 10^{-6}} + \frac{172.736 \times 10^3}{13400 \times 10^{-6}} = 331.5 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa}$$

6.2.1 Verificação ao estado limite último pelo EC3

Tendo em conta de que se trata do mesmo perfil usado para as travessas, já se sabe as classes a que pertencem a alma e os banzos (Classe 1).

Assim como nas travessas, também perante uma combinação de flexão composta e compressão os pilares devem ser verificados segundo as condições demonstradas nas equações (6.5) e (6.6).

Com os seguintes parâmetros de cálculo:

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 172.736 \text{ KN}$$

$$N_{RK} = f_y \cdot A = 4757 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 727.144 \text{ KNm}$$

$$M_{y,RK} = f_y \cdot W_{pl,y} = 986.9 \text{ KNm}$$

$$\gamma_{M1} = 1.0$$

Elementos uniformes comprimidos

➤ Encurvadura segundo y-y:

A determinação do comprimento equivalente $l_{e,y} = \beta \cdot L$ do pilar é seguido da norma NBE-EA-95 [7], considerando a aproximação para pórticos simples de um piso:

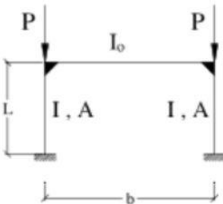
Tipo de carga	Coefficiente β	Coefficientes auxiliares
	$\sqrt{0,51(1+m)} \times$ $\times \sqrt{1+0,35(c+6s)+0,017(c+6s)^2}$	$m = P_1 / P \leq 1,0$ $c = I b / (I_0 L) \leq 10,0$ $s = 4 I / (b^2 A) \leq 0,2$

Figura 58 Esquema para determinar o coeficiente β para pórticos de um piso

$$I = I_y = 671.2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I_0 = 671.2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$A = 13400 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$b = 38 \text{ m}$$

$$L = 10 \text{ m}$$

$$P_1 = 177.535 \text{ KN}$$

$$P = 180.555 \text{ KN}$$

Resultando os parâmetros m , c e s em:

$$m = \frac{P_1}{P} = \frac{177.535}{180.555} = 0.98 \leq 1.0$$

$$c = \frac{I \cdot b}{I_0 \cdot L} = \frac{671.2 \cdot 10^{-6} \times 38}{671.2 \cdot 10^{-6} \times 10} = 3.8 \leq 10$$

$$s = \frac{4I}{b^2 A} = \frac{4 \times 671.2 \cdot 10^{-6}}{38^2 \times 13400 \cdot 10^{-6}} = 0.139 \cdot 10^{-3} \leq 0.2$$

$$\beta = \sqrt{0.51(1+m)} \times \sqrt{1+0.35(c+6s)+0.017(c+6s)^2} = 1.61$$

$$l_{e,y} = \beta \cdot L = 1.61 \times 10 = 16.1 \text{ m}$$

Tendo em conta as equações (6.7), (6.8), (6.9) e (6.10):

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_{e,y}^2} = 5339.4 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,y}}} = 0.94$$

O fator de imperfeição α tendo em conta a curva de encurvadura e retirada da Tabela 44 é de:

$$\alpha = 0.21$$

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0.5[1 + 0.21(0.94 - 0.2) + 0.94^2] = 1.02$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1.02 + \sqrt{1.02^2 - 0.94^2}} = 0.705$$

➤ *Encurvadura segundo z-z:*

$$l_z = 2.5 \text{ m} \quad \mu = 1$$

$$\alpha = 0.34 \quad \text{curva } b$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{e,z}^2} = 8854.22 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,z}}} = 0.73$$

$$\phi_z = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.5[1 + 0.34(0.73 - 0.2) + 0.73^2] = 0.86$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0.86 + \sqrt{0.86^2 - 0.73^2}} = 0.765$$

Elementos uniformes em flexão – Encurvadura lateral (bambeamento)

Da equação (6.14) é determinado o momento crítico devido a encurvadura lateral no pilar:

Sendo:

$$\alpha_{LT} = 0.34 \quad \text{curva } b$$

$$L_{LT} = l_{e,y} = 16.1 \text{ m}$$

$$k = 1$$

$$k_w = 1$$

I_w – Momento de inércia de bambeamento

$$h_m = h - t_f = 532.8 \text{ mm}$$

$$I_w = \frac{I_y \cdot h_m^2}{4} = 47.64 \cdot 10^{-6} \text{ m}^6$$

I_T – Momento de inércia de torção

$$I_T = \frac{2b \cdot t_f^3 + (h - 2t_f) \cdot t_w^3}{3} = 0.95 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$z_g = 275 \text{ mm}$$

$$C_1 = 2.60$$

$$C_1 = 1.55$$

$$M_{cr} = 846.2 \text{ KNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{2780 \cdot 10^{-6} \times 355 \cdot 10^6}{846.2 \cdot 10^3}} = 1.08$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + 0.34(1.08 - 0.2) + 1.08^2] = 1.23$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.23 + \sqrt{1.23^2 - 1.08^2}} = 0.55$$

O cálculo do coeficiente k_{yy} é igualmente feita com base no Método 2 Equação (6.15) e (6.16), do EC3, Anexo D.


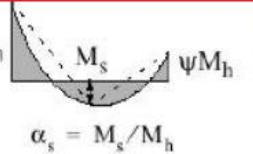

Diagrama de momentos	Domínio de aplicação	C_{my} e C_{mz} e C_{mLT}		
		Carga uniforme	Carga concentrada	
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$		
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1+2\psi)$

Figura 59 Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m para os pilares

Com a orientação do diagrama do momento fletor Figura 57 e com a representação da Figura 59, é possível determinar o coeficiente do momento uniforme C_m :

$$\psi = \frac{-692.504}{727.144} = -0.95$$

Então:

$$C_{my} = 0.1 \cdot (1 - \psi) - 0.8 \cdot \alpha_s \geq 0.4$$

$$C_{my} = 0.22 < 0.4$$

Logo é usado o coeficiente do momento uniforme como sendo 0.4.

Sendo assim:

$$k_{yy} = 0.4 \cdot \left(1 + (0.94 - 0.2) \cdot \frac{180.318}{0.705 \frac{4757}{1.0}} \right) \leq 0.96 \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{180.318}{0.705 \frac{4757}{1.0}} \right)$$

$$0.415 < 0.417$$

$$k_{zy} = 0.6 \cdot k_{yy} = 0.6 \times 0.415 = 0.25$$

Finalmente o cálculo da flexão composta com compressão resultam em:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} = \frac{180.318}{0.705 \frac{4757}{1}} + 0.415 \frac{727.144}{0.55 \frac{986.9}{1}} = 0.61 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} = \frac{180.318}{0.765 \frac{4757}{1}} + 0.25 \frac{727.144}{0.55 \frac{986.9}{1}} = 0.38 \leq 1$$

Confirma-se de igual modo que para os pilares foram dimensionados perfis *IPE550*.

6.2.2 Verificação ao estado limite de utilização

A verificação ao estado limite de utilização foi feita segundo o Anexo Nacional do Eurocódigo 3 [2], em que as flexas máximas verticais e horizontais estão limitadas pela Equação (6.17) e (6.18). Para o deslocamento vertical expressão é aplicada para coberturas em geral e em deslocamento horizontal são considerados casos de pórticos sem aparelhos de elevação.

$$\delta_{adm} = \frac{L}{200} \quad (6.17)$$

$L = 38000 \text{ mm}$ - Vão do pavilhão

$$\delta_{vertical \text{ máx}} = \frac{38000}{200} = 190 \text{ mm}$$

$$\delta_{máx} = \frac{h}{150} \quad (6.18)$$

$h = 10000 \text{ mm}$ - É a altura do pilar do pavilhão

$$\delta_{horizontal \text{ máx}} = \frac{10000}{150} = 66.667 \text{ mm}$$

No projeto a análise foi feita no *Multiforme4D*, e como se sabe a análise ao estado Limite de Utilização é segundo o funcionamento normal, e como tal os coeficientes de segurança tomam o valor unitário.

Verificou-se que os perfis calculados para as travessas e pilares (IPE550) cumprem com a condição de dimensionamento pois a flexa máxima δ é de 156.834 mm no nó 3, ver Figura 60.

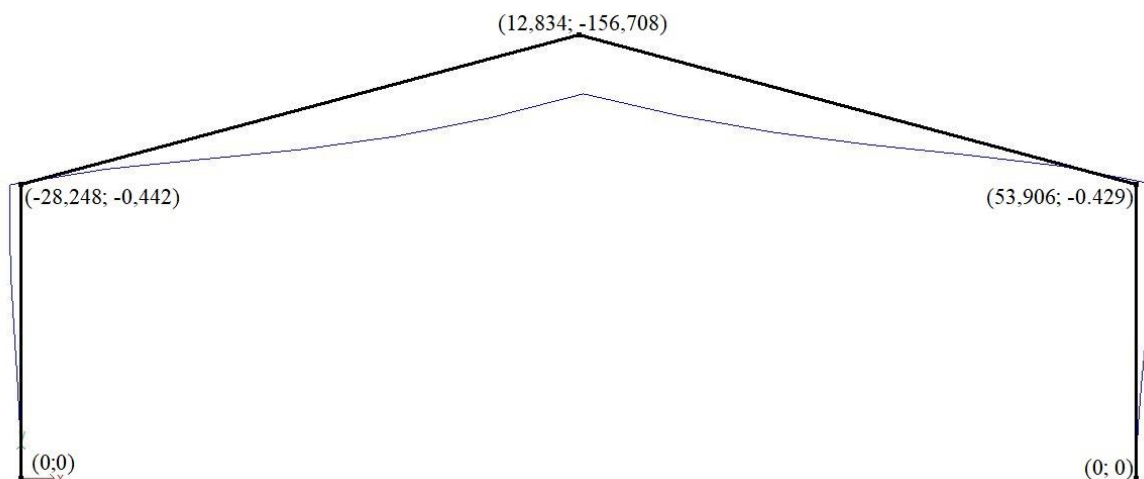


Figura 60 Deformação da estrutura provocada pela combinação 4

6.3 Cartela de reforço

Na zona da extremidade das travessas ligada ao pilar, o momento fletor é maior e como tal para o dimensionamento dos perfis usou-se o momento fletor relativo denominado como secção A e secção B para as travessas 1 e 2 respetivamente Figura 49, de forma a minimizar os custos.

A cartela vai complementar a zona de maior esforço aumentando a secção do perfil. O dimensionamento foi feito tendo em conta a travessa 2 (secção B), por estar submetida a maiores esforços.

Uma solução para o cálculo, foi de partir pelo princípio da utilização dos perfis das travessas nas cartelas, recortando de forma diagonal este pedaço é soldado a própria travessa. São vários tipos de cartelas, mas de uma forma inicial é esta uma solução normalmente aceite.

Para a verificação foi usada a equação de combinação da flexão com a compressão Equação (6.19), de forma conservativa com o coeficiente de 1.5 para garantir a segurança, fazendo assim a verificação ao estado limite último da secção.

Basicamente foi feito um cálculo para determinar a altura ideal da cartela, como se pode ver na Figura 61.

$$1.5 \times \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,RK}} \pm \frac{N_{Ed}}{N_{RK}} \leq 1.0 \quad (6.19)$$

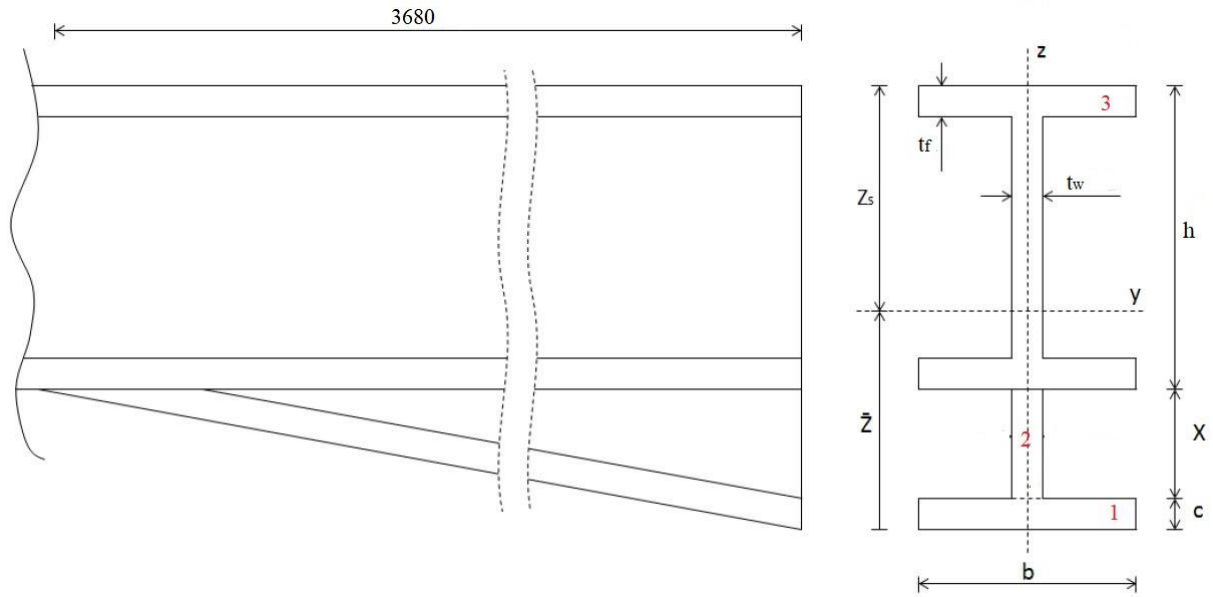


Figura 61 Legenda da cartela de reforço

Tabela 48 Características do perfil das travessas para a cartela de reforço

IPE 550			
m [Kg/m]	106	h [mm]	550
A [mm ²]	13400	b [mm]	210
I_y [mm ⁴]	671.2×10 ⁶	t_w [mm]	11.1
W_{el,y} [mm ³]	2440×103	c=t_f [mm]	17.2
		X [mm]	102.8

A Figura 61 representa basicamente a configuração da cartela e está dividida em 3 corpos 1, 2 e 3, para referenciar e servir de orientação para o cálculo das características da secção transversal do perfil.

A altura da cartela $h_{cartela}$ dá-se por:

$$h_{cartela} = X + c = 120 \text{ mm}$$

Área	Centro geométrico em z
$A_1 = b \times c = 3612 \text{ mm}^2$	$z_1 = \frac{t_f}{2} = 8.6 \text{ mm}$
$A_1 = X \times t_w = 1141.08 \text{ mm}^2$	$z_2 = c + \frac{X}{2} = 68.6 \text{ mm}$
$A_3 = 13400 \text{ mm}^2$	$z_3 = c + X + \frac{h}{2} = 395 \text{ mm}$
$A_{total} = 18153.08 \text{ mm}^2$	$\bar{z} = \frac{\sum z_i \times A_i}{A_{total}} = 297.6 \text{ mm}$
	$z_s = h + X + c - \bar{z} = 372.4 \text{ mm}$

A inércia é determinado aplicando o Teorema de Steiner;

Em que $d_i = \bar{z} - z_i$ $i = 1, 2 \text{ e } 3$

$$I_{y,1} = \frac{b \times c^3}{12} + A_1 \times d_1^2 = 301.8 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{y,2} = \frac{t_w \times X^3}{12} + A_2 \times d_2^2 = 60.84 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{y,3} = I_y + A_3 \times d_3^2 = 798.3 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{y,total} = I_{y,1} + I_{y,2} + I_{y,3} = 1160.94 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Ficando agora por fazer a verificação para o banzo superior e para o banzo inferior e sabendo que:

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 180.318 \text{ KN}$$

$$M_{Ed} = 727.144 \text{ KNm}$$

$$N_{RK} = f_y \cdot A_{total} = 6444.3 \text{ KN}$$

6.3.1 Banzo superior

No banzo superior o momento fletor provoca tração, enquanto que o esforço normal provoca compressão, aplica-se a condição a Equação (6.19).

O modo de flexão resulta em:

$$W_{y,superior} = \frac{I_{y,total}}{z_s} = \frac{1160.94 \times 10^6}{372.4} = 3117.4 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{y,RK} = f_y \cdot W_{y,superior} = 1106.7 \text{ KNm}$$

$$1.5 \times \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,RK}} - \frac{N_{Ed}}{N_{RK}} = 1.5 \times \frac{727.144}{1106.7} - \frac{180.318}{6444.3} = 0.96 \leq 1.0$$

6.3.2 Banzo inferior

No banzo inferior o momento fletor provoca compressão assim como o esforço normal.

O modo de flexão é dado por:

$$W_{y,superior} = \frac{I_{y,total}}{\bar{z}} = \frac{1160.94 \times 10^6}{297.6} = 3901 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{y,RK} = f_y \cdot W_{y,superior} = 1384.9 \text{ KNm}$$

$$1.5 \times \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,RK}} - \frac{N_{Ed}}{N_{RK}} = 1.5 \times \frac{727.144}{1384.9} + \frac{180.318}{6444.3} = 0.82 \leq 1.0$$

7 Pilares da fachada de empena e contraventamentos

Neste capítulo é discutido o dimensionamento dos pilares de fachada e contraventamentos, estes que também têm alguma importância, com funções mais específicas.

7.1 Dimensionamento dos pilares de fachada de empena

Os pilares servem de suporte para madres das fachadas de empena, sendo estes carregados principalmente pela ação do vento e também sobre o peso das madres e painéis.

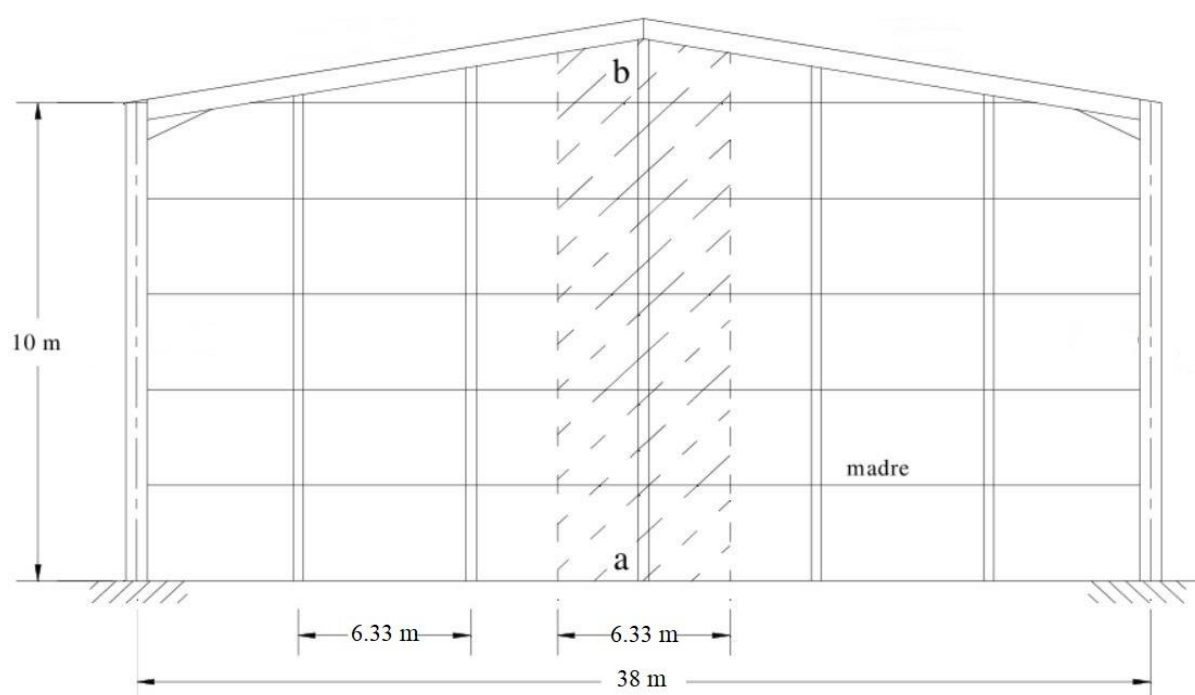
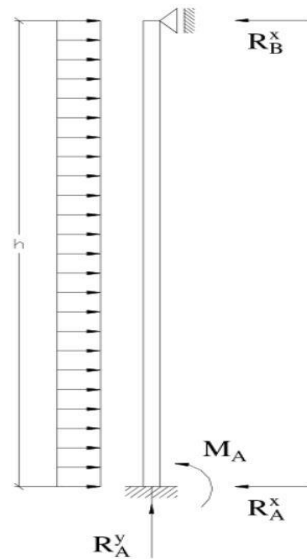


Figura 62 Representação da fachada de empena

Na Figura 62 podemos ver o esquema e posicionamento dos pilares na fachada de empena, em que está também representada a largura de influência de 6.33 metros, disposta de cinco pilares separados de iguais distâncias.

De uma forma simplista na Figura 63 está representado o esquema para determinar os esforços que atuam nos pilares, que é de um pilar encastrado na base e simplesmente apoiado na extremidade superior. Podendo de igual modo ser determinado pelo *Multiframe4D*.



$$R_A^x = \frac{5}{8} qh$$

$$R_B^x = \frac{3}{8} qh$$

$$M_A = \frac{q \cdot h^2}{8}$$

Figura 63 Esquema do pilar da fachada de empena

A carga provocada pelo vento longitudinal é mais significativa em relação aquela provocada pelo vento transversal, sendo por isso, ter por base o esforço provocado pelo vento na direção longitudinal. Numa primeira fase, é dimensionado o pilar sem a contribuição do peso das madres e do revestimento.

O pilar central tem uma altura maior, sendo por isso suscetível a maiores esforços e dimensionado a partir deste.

$$C_p = 1.01$$

$$q_p = 904.2 \text{ N/m}^2$$

$$h = 19 \times \tan 15 + 10 = 15.1 \text{ m}$$

$$d_{pilares} = 6.33 \text{ m}$$

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$q_{vento} = q_p \times C_p \times d_{pilares} = 904.2 \times 1.01 \times 6.33 = 5.78 \text{ KN/m}$$

Ficando as reações igual a:

$$R_A^x = \frac{5}{8} 5.78 \times 15.1 = 54.56 \text{ KN}$$

$$R_B^x = \frac{3}{8} 5.78 \times 15.1 = 32.75 \text{ KN}$$

$$M_A = \frac{5.78 \times 15.1^2}{8} = 164.76 \text{ KNm}$$

O momento fletor é majorado pelo coeficiente de segurança 1.5, por questões de segurança.

$$f_y = \frac{M}{W_y} \Rightarrow W_y > \frac{1.5 \times 164.76 \cdot 10^3}{355 \cdot 10^6} = 696.2 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Ficando por esta selecionado o perfil IPE330 para os pilares de empena.

Tabela 49 Perfil para fachada de empena

IPE 330	
<i>m</i> [Kg/m]	49.1
<i>A</i> [mm ²]	6260
<i>W_{el,y}</i> [mm ³]	713 · 10 ³

7.1.1 Verificação ao estado limite último

Na verificação ao estado limite último foram contabilizados os pesos das madres e do revestimento.

– *Peso da madre*

São posicionadas total cinco madres ao longo da altura de cada viga.

Peso da madre = 4.75 Kg/m

$$P_{\text{madres}} = 5 \times G_{\text{madre}} \times 9.81 \times d_{\text{pilares}} = 1.475 \text{ KN}$$

– *Peso do revestimento*

Peso dos painéis = 11 Kg/m²

$$P_{\text{painel}} = G_{\text{painel}} \times 9.81 \times d_{\text{pilares}} \times h = 10.32 \text{ KN}$$

$$N_{Ed} = 1.5 \times (1.475 + 10.32) = 17.69 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{M_{sd}}{W_y} + \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{205.95 \cdot 10^3}{713 \cdot 10^{-6}} + \frac{17.69 \cdot 10^3}{6260 \cdot 10^{-6}} = 291.7 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$$

7.2 Dimensionamento dos contraventamentos

A estabilidade longitudinal da estrutura é garantida pelos contraventamentos, que são posicionados nas extremidades da estrutura, entre o primeiro e o segundo e entre o último e o penúltimo pórtico. Estes são divididos em contraventamentos de cobertura e contraventamentos de fachadas e são normalmente usados perfis *ROR* para estes componentes.

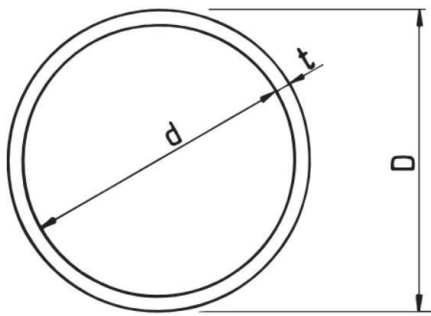


Figura 64 Legenda do perfil para os contraventamentos

7.2.1 Contraventamentos de cobertura

Os contraaventamentos de cobertura têm ação provocada pela reação do pilar da fachada de empena, que por sua vez são provocadas pela carga do vento.

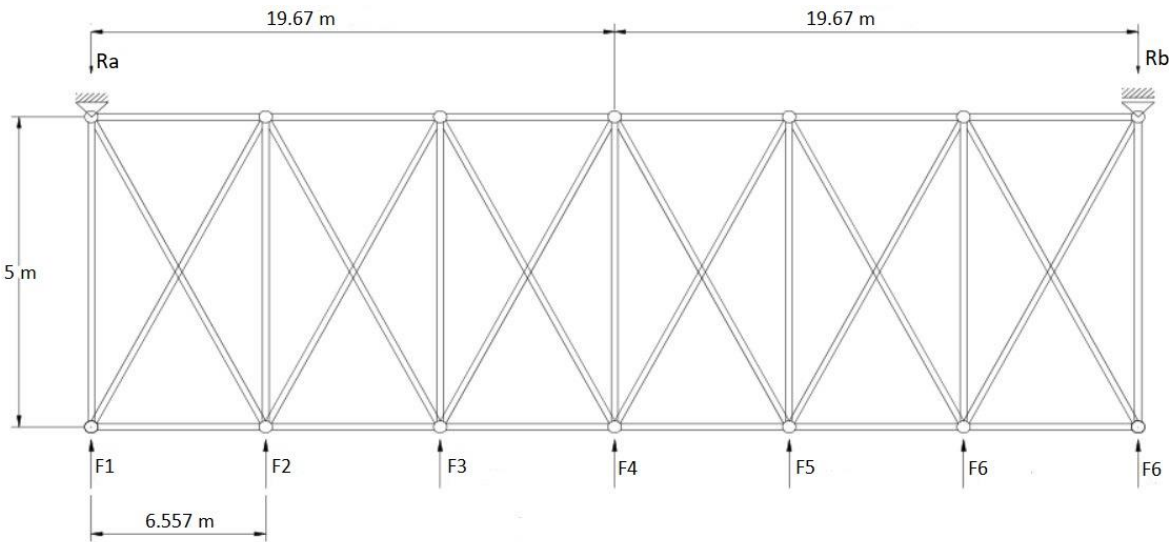


Figura 65 Esquema dos contraventamentos de cobertura

Na secção 7.1 está representada o cálculo da reação R_B^x para o pilar central, são necessários calcular para todos os pilares, pois para obter as cargas F_1 à F_7 aplica-se o mesmo princípio.

$$q_{vento} = q_p \times C_p \times d_{pilares} = 5.78 \text{ KN/m}$$

Tabela 50 Carga transmitidas ao contraventamentos de cobertura

Pilar	Altura [m]	Reações [KN]
1 e 7	10	10.844
2 e 6	11.697	25.37
3 e 5	13.394	29.05
4	15.1	32.75

O contraventamento é constituído por uma viga articulada em cruz Figura 65, para o dimensionamento é considerada como uma viga de Pratt isostática para cada uma das direcções do vento. Assim as diagonais são dimensionadas à tração e os montantes à compressão.

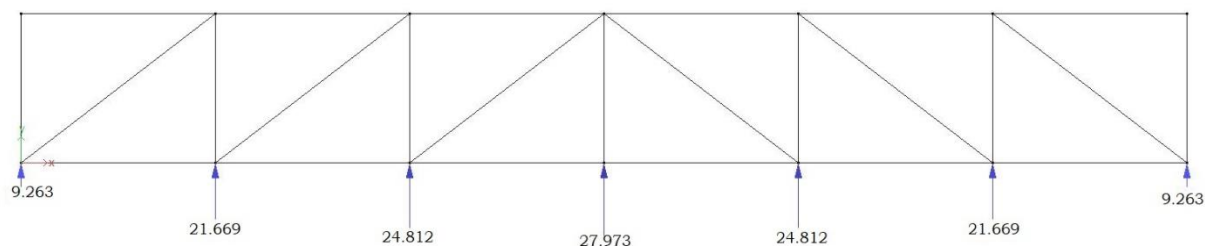


Figura 66 Esquema de carregamento dos contraventamentos de cobertura (Viga de Pratt)

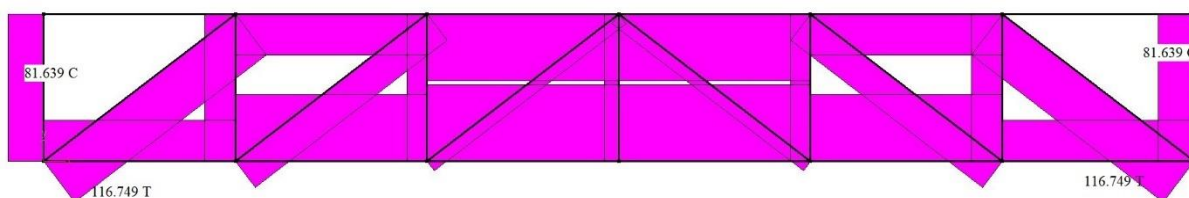


Figura 67 diagrama de esforço normal dos contraventamentos de cobertura

Os esforços máximos nos montantes e nas diagonais são apresentados na Tabela 51;

Tabela 51 Esforços máximos nos contraventamentos de cobertura

	Esforço [KN]
Montante	81.639 (C)
Diagonal	116.749 (T)
R_A	81.639
R_B	81.639

7.2.1.1 Montantes

Sabendo que os montantes estão à compressão, tem de satisfazer a condição apresentada na Equação (7.1). O perfil definido é ROR 88.9 × 3.2;

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

Tabela 52 Característica do perfil dos Montantes

ROR	A [mm ²]	m [Kg/m]	I [mm ⁴]	i [mm]	D [mm]	d [mm]	t [mm]
88.9 × 3.2	862	6.76	792000	30.3	88.9	82.5	3.2

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (7.1)$$

Antes de mais, a semelhança do dimensionamento dos pórticos é preciso determinar a classe a que pertence a secção transversal.

- **Classificação da secção transversal**

A classificação das secções transversais como já se viu no dimensionamento dos pórticos tem como objetivo identificar em que medida a sua resistência e a sua capacidade de rotação são limitadas pela ocorrência de encurvadura lateral.

Portanto para verificar com bases nas três primeiras classes e se porventura não pertencer à nenhuma destas, fica assim classificada como sendo da quarta.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.81$$

$$\frac{D}{t} \leq 50\varepsilon^2 \Leftrightarrow 27.78 \leq 32.81$$

Conclui-se que o perfil *ROR* 88.9 × 3.2 dos montantes pertence a classe 1.

- **Verificação ao estado limite último**

$$N_{Ed} = 81.639 \text{ KN}$$

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{Af_y}{\gamma_{M1}} \quad (7.2)$$

$$\gamma_{M1} = 1.0$$

Para determinar o coeficiente χ é preciso ter em conta as equações (6.7), (6.8), (6.9) e (6.10).

O comprimento do montante é equivalente a distância entre pórticos, e as condições de apoio são de simplesmente apoiado.

$$l = 5 \text{ m}$$

$$L_e = \mu l = 5 \text{ m}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_e^2} = 111 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,y}}} = 1.66$$

$$\alpha = 0.21$$

$$\phi = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 2.03$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.31$$

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{Af_y}{\gamma_{M1}} = 0.31 \frac{862 \cdot 10^{-6} \times 355 \cdot 10^6}{1} = 95.544 \text{ KN}$$

Resultando o cálculo em:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{81.639}{95.544} = 0.855 \leq 1$$

7.2.1.2 Diagonais

As diagonais estão à tração e para a verificação tem de cumprir as condições demonstradas na Equação (7.3). Os passos de dimensionamento são de todo semelhantes à dos montantes. Sendo assim foi definido o perfil *ROR* 60.3 × 2.9.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (7.3)$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

Tabela 53 Característica do perfil das Diagonais

ROR	A [mm²]	m [Kg/m]	I [mm⁴]	i [mm]	D [mm]	d [mm]	t [mm]
60.3 × 2.9	523	4.11	216000	20.3	60.3	54.5	2.9

- Classificação da secção transversal**

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1.0$$

$$\frac{D}{t} \leq 50\varepsilon^2 \Leftrightarrow 20.8 \leq 50$$

Conclui-se que o perfil *ROR* 60.3 × 2.9 das diagonais pertence a classe 1.

- Verificação ao estado limite último**

$$N_{Ed} = 116.75 \text{ KN}$$

Sendo:

$$N_{t,Rd} = Af_y \quad (7.4)$$

$$N_{b,Rd} = 523 \times 235 = 122.91 \text{ KN}$$

Resultando o cálculo em:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{116.75}{122.91} = 0.95 \leq 1$$

7.2.2 Contraventamentos laterais

As cargas nos contraventamentos laterais são provocadas pelas reações nos apoios do contraventamento na cobertura. Com o mesmo princípio do dimensionamento aplicando a vigas de Pratt e de igual modo são dimensionados os montantes à compressão e as diagonais à tração.

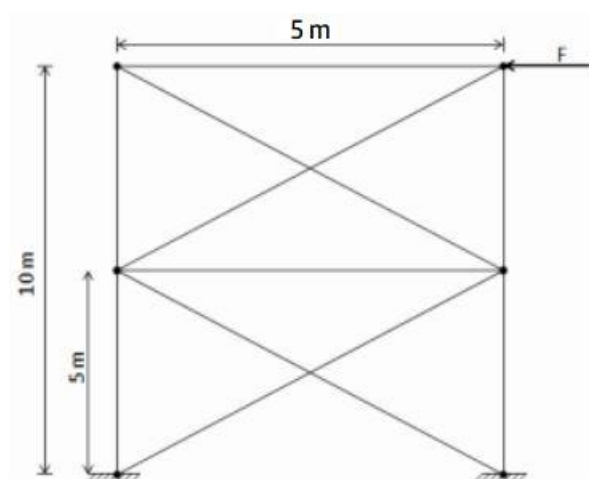


Figura 68 Esquema dos contraventamentos lateral

$$F = R_B = 81.64 \text{ KN}$$

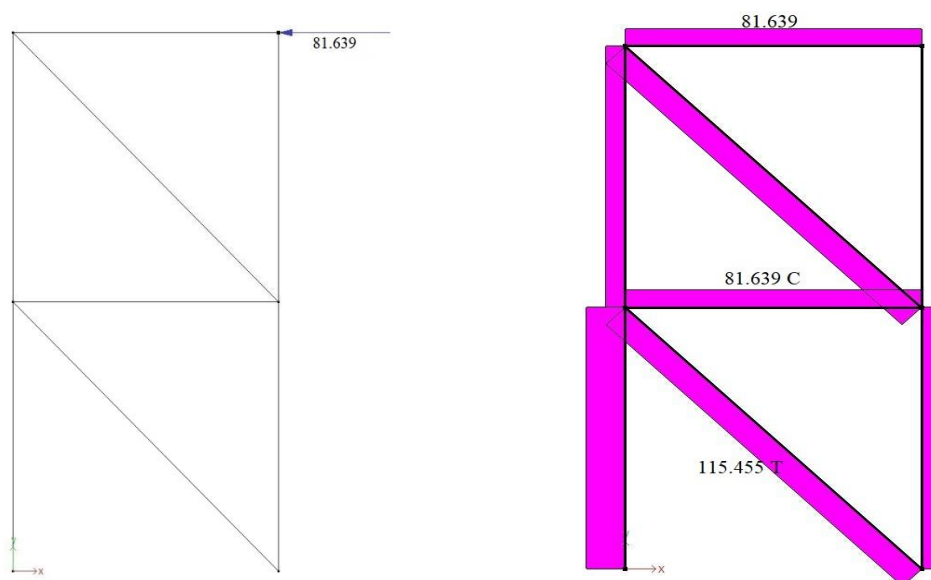


Figura 69 Carga e diagrama de esforço dos contraventamentos laterais

Tabela 54 Esforços máximos nos contraventamentos laterais

	Esforço [KN]
Montante	81.639 (C)
Diagonal	115.455 (T)

7.2.2.1 Montantes

O esforço aplicado que sofre o montante do contraventamento lateral é de igual amplitude do contraventamento de cobertura, logo fica assim dimensionado para o mesmo perfil, $ROR 88.9 \times 3.2$.

7.2.2.2 Diagonal

O mesmo acontece para as diagonais, embora com um esforço ligeiramente menor, mas fica também dimensionado ao perfil escolhido nas diagonais do contraventamento de cobertura. $ROR 60.3 \times 2.9$.

8 Ligações aparafusadas

Na concepção de estruturas metálicas são utilizados diferentes tipos de ligações, sejam elas aparafusadas, de rebites e uniões soldadas. Neste capítulo é demonstrado o dimensionamento das ligações aparafusadas, e para tal foram tidos em conta situações de ligações mais relevante sobre a estrutura, sendo elas: a ligação da travessa ao pilar, a ligação topo a topo das travessas e a ligação na cumeeira, ver Figura 70.

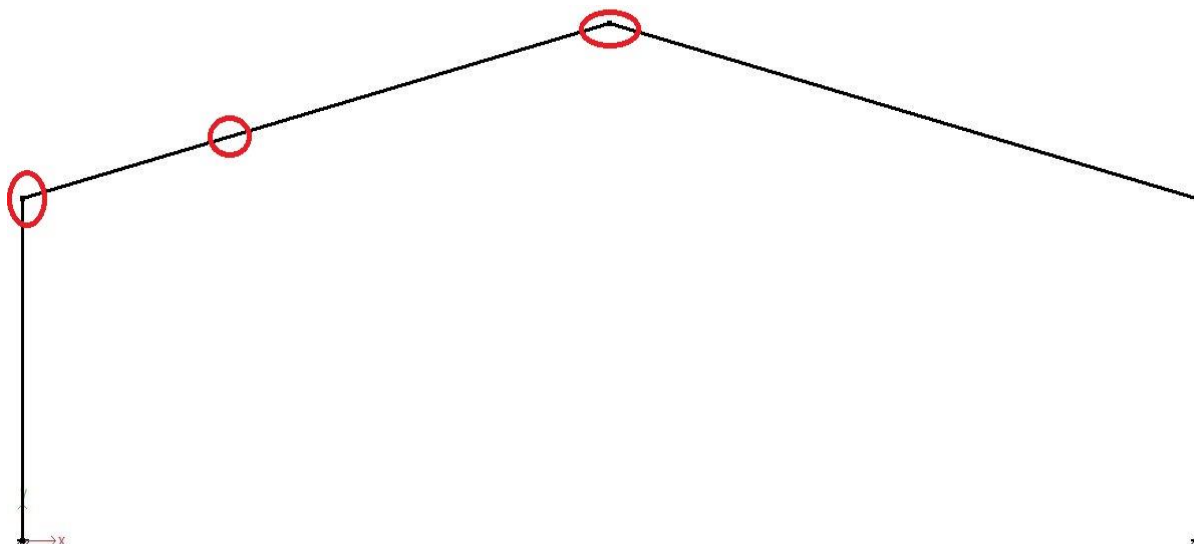


Figura 70 Representação das zonas para ligações aparafusadas

As ligações aparafusadas obedecem a dois princípios de funcionamento, de ligações correntes e de ligações pré-esforçada [8]. Nas ligações correntes admite-se que o esforço é transmitido entre os elementos estruturais a ligar, e é este caso que vai se tratar para esta estrutura.

Foram feitas verificações ao corte e a tração dos parafusos e verificação ao esmagamento das chapas, conforme o carregamento da secção em estudo.

No cálculo de dimensionamento os valores característicos dos parafusos deverão variar segundo a sua classe, como se pode ver na Tabela 55.

Tabela 55 Valores nominais da tensão de cedência f_{yb} e da tensão de rotura f_{ub} dos parafusos

Classe do parafuso	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

No posicionamento dos parafusos é preciso garantir alguns parâmetros definidos no EC3 [9]. Parâmetros que definem a distância entre a extremidade da placa a ligar e o parafuso mais próximo, e as distâncias entre parafusos.

A ligação usada obedece a disposição apresentada na Figura 71, sendo que as distâncias mínimas e_1 e e_2 devem ter tida como $1,2d_0$ onde d_0 é o diâmetro do furo. O espaçamento mínimo entre o centro dos parafusos p_1 na direção da tensão é de $2,2d_0$ e o espaçamento mínimo correspondente à p_2 , normal à direção de tensão é de $2,4d_0$.

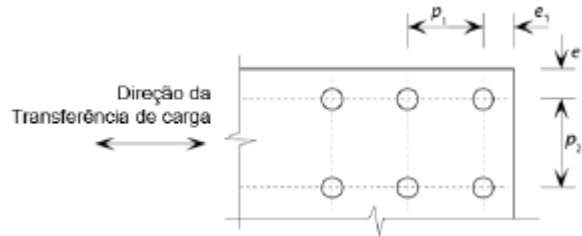


Figura 71 Símbolo para definir a posição dos furos

8.1 Ligação da travessa ao pilar

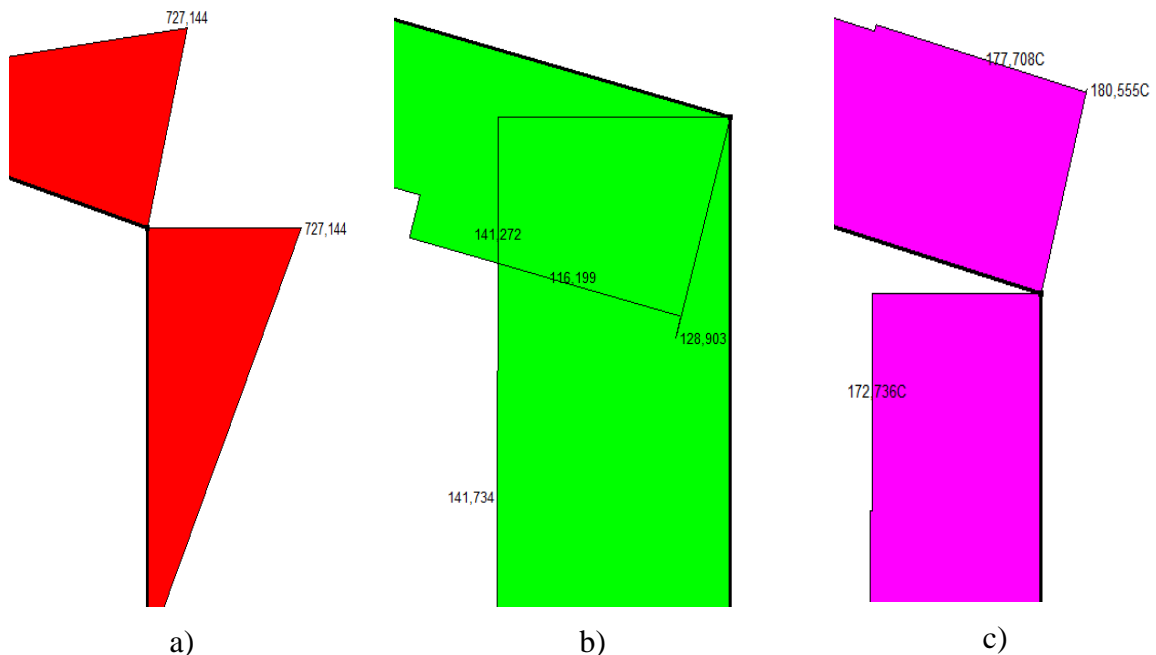


Figura 72 Diagramas de esforço na ligação travessa - pilar a) Momento fletor b) Esforço cortante e c) Esforço normal

Tabela 56 Esforços na ligação travessa - pilar

Esforços máximo na ligação travessa - pilar	
M [KNm]	727.144
V [KN]	128.903
N [KN]	180.555C

A ligação entre a travessa e o pilar é feita mediante a uma ligação ortogonal por placa frontal, ver Figura 73.

O momento M origina compressão na zona inferior entre a placa e o banzo da coluna e um afastamento da zona superior da placa e consequentemente tração nos parafusos acima do eixo neutro da ligação, [8]. O esforço normal é de compressão, favorável à ligação.

A determinação do eixo neutro passa por admitir a hipótese de uma variação linear das deformações ao longo da altura da ligação. A secção resistente da ligação passa a ser definida por uma área $(a \times c)$ equivalente a área a tração dos parafusos e uma zona $(b \times c_1)$ que corresponde a compressão.

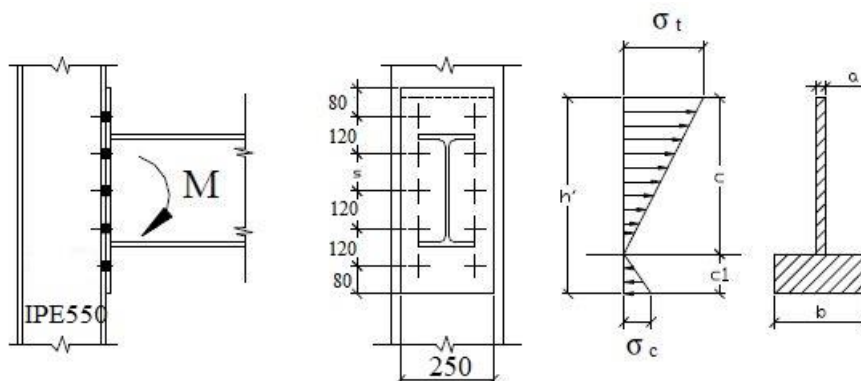


Figura 73 Ligação ortogonal com placa

O dimensionamento é feito tendo em conta os parafusos mais esforçados. Da Figura 73 podemos observar que os mais esforçados estão na zona a tração. Estes estão posicionados em um número de parafusos $m=2$.

Dimensionamento do parafuso

A ligação entre a travessa e o pilar é feita com um parafuso M27 da classe 10,9.

$$f_{yb} = 900 \text{ MPa}$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$$

$$d_0 = 30 \text{ mm}$$

$$A_r = 459 \text{ mm}^2$$

$$b = 210 \text{ mm}$$

$$s = 120 \text{ mm}$$

$$b = 210 \text{ mm}$$

$$h' = 935.5 \text{ mm}$$

$$m = 2$$

$$a = \frac{A_r \times m}{s} = \frac{459 \times 2}{120} = 7.65 \text{ mm}$$

$$c_1 = \sqrt{\frac{a}{b}} \times c = 0.191$$

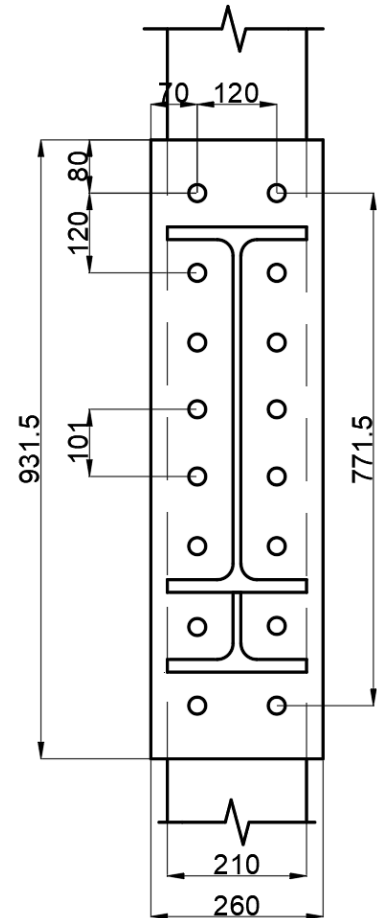
$$c_1 + c = 935.5 \text{ mm}$$

$$c_1 = 149.935 \text{ mm}$$

$$c = 785.565 \text{ mm}$$

$$I = \frac{a \times c^3}{3} + \frac{b \times c_1^3}{3} = 1472 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$N_{\text{máx}} = \frac{M \times a \times s}{I \times m} \times \left(h' - c_1 - \frac{s}{2} \right) = 164.5 \text{ KN}$$



O $N_{\text{máx}}$ é a carga de tração máxima aplicada. A carga nos 2 primeiros parafusos.

Resistência do parafuso à tração

A carga de tração dos parafusos é dada pela seguinte equação:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_r}{\gamma_{M2}} \quad (8.1)$$

Sendo:

$$k_2 = 0.9$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$F_{t,Rd} = 330.48 \text{ KN}$$

Resistência do parafuso ao corte

A carga de corte dos parafusos é dada pela expressão:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \quad (8.2)$$

Em que:

$$\alpha_v = 0.5$$

$$F_{v,Rd} = 183.6 \text{ KN}$$

Combinação de corte e tração

A combinação entre o esforço de tração e o esforço de corte pode ser contabilizado satisfazendo a seguinte condição:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.3)$$

Sendo:

$$F_{v,Ed} \text{ o esforço de corte na ligação dado por } \frac{128.903}{16} = 8.056 \text{ KN}$$

Tendo em conta que 16 é o número de parafusos usado para a ligação.

$$F_{t,Ed} \text{ o esforço de tração dado por } N_{m\acute{a}x} = 177.152 \text{ KN}$$

$$\frac{8.056}{183.6} + \frac{164.5}{1.4 \times 330.48} = 0.4 \leq 1,0$$

Resistência ao esmagamento do furo

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \alpha_b k_t t d f_u}{\gamma_{M2}} \quad (8.4)$$

A chapa tem uma espessura t de 25 mm.

Sendo:

$$\alpha_b = 0.56 \text{ Anexo E}$$

$$k_t = 1.0 \text{ Anexo E}$$

$$d \text{ é o diâmetro do parafuso} = 27 \text{ mm}$$

$$f_u \text{ é a tensão de cedência da placa ligada (S275)}$$

$$F_{b,Rd} = 207.9 \text{ KN}$$

Resistência da chapa ao esmagamento

O cálculo da resistência da chapa ao é feito com base no documento do professor Reis Gomes [8]. É determinado a tensão de compressão provocada na zona da ligação ($b \times c_1$) e esta tem de ser menor que a tensão de cedência da chapa.

$$\sigma_c = \frac{M}{I} c_1 + \frac{N}{(b \times c_1)} \leq f_u \quad (8.5)$$

$$M = 727.144 \text{ KNm}$$

$$N = 180.555$$

$$\sigma_c = \frac{727.144 \times 10^6}{1310.8 \times 10^6} \times 144.245 + \frac{180.555}{(210 \times 144.245)} = 86 \text{ MPa} \leq 275 \text{ MPa}$$

8.2 Ligação topo a topo da travessa

O comprimento standard dos perfis é limitado à 12 metros por diferentes fatores como por exemplo o transporte. Devido esta situação e porque as travessas têm um comprimento por nave de 19.67 metros houve a necessidade de fazer uma ligação topo a topo entre os perfis.

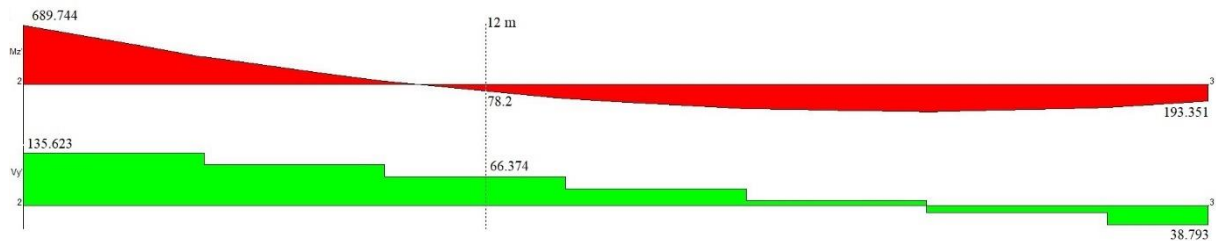


Figura 74 Esforços na ligação topo a topo das travessas

Tabela 57 Esforços da ligação topo a topo da travessa

Esforços à 12 metros	
M [KNm]	78.2
V [KN]	66.374

O dimensionamento é feito na travessa 1, tendo em conta que a 12 m da cumeeira esta apresenta maior esforço.

Definiu-se uma ligação por cobre-junta simples tendo em conta os esforços.

Com base em estudos experimentais e teóricos é possível admitir que o esforço cortante V será transmitido integralmente pelos parafusos da alma. O momento fletor M será transmitido parte pela alma e parte pelos banzos, proporcionalmente aos momentos de inércia da alma e dos banzos respetivamente [8].

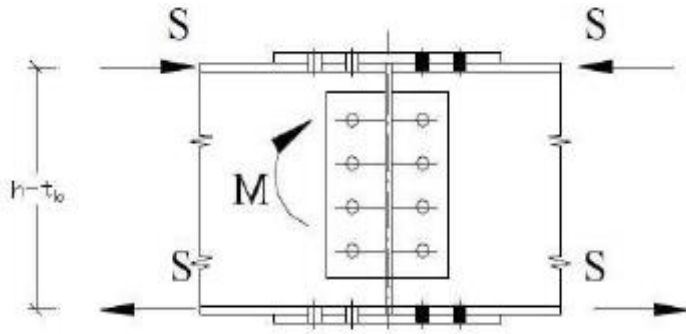


Figura 75 União de viga topo a topo

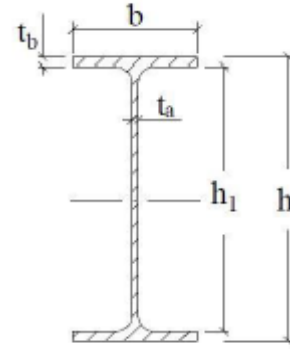


Figura 76 Secção da viga

É designado por M_b o momento a transmitir pelos parafusos dos banzos e por M_a o momento a transmitir pelos parafusos da alma, e são determinados respetivamente pelas seguintes expressões.

$$M_b = \frac{2bt_b d^2}{I_z} \times M, \quad \text{com } d = \frac{(h - t_b)}{2} \quad (8.6)$$

$$M_a = \left[1 - \frac{2bt_b d^2}{I_z} \right] \times M \quad (8.7)$$

$$h = 550 \text{ mm}$$

$$b = 210 \text{ mm}$$

$$t_b = 17.2 \text{ mm}$$

$$t_a = 11.1 \text{ mm}$$

$$I_y = 671.2 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$d = \frac{(550 - 17.2)}{2} = 266.4 \text{ mm}$$

$$M_b = \frac{2 \times 210 \times 17.2 \times 266.4^2}{671.2 \times 10^6} \times 78.2 = 59.73 \text{ KNm}$$

$$M_a = \left[1 - \frac{2 \times 210 \times 17.2 \times 266.4^2}{671.2 \times 10^6} \right] \times 78.2 = 18.5 \text{ KNm}$$

8.2.1 Parafusos dos banzos

O esforço S (ver Figura 75) a transmitir pelos parafusos dos banzos é dado por:

$$S = \frac{M_b}{h - t_b} = \frac{59.73 \times 10^3}{550 - 17.2} = 112.11 \text{ KN}$$

Foram selecionados parafusos M16 de classe 5.6 e são usados 4 parafusos para cada travessa.

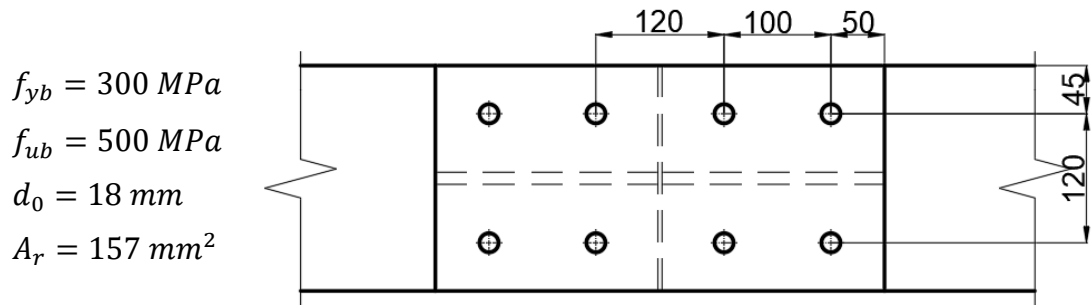


Figura 77 Ligação nos banzos

Resistência do parafuso ao corte

A carga de corte dos parafusos é dada pela Expressão (8.2):

$$\alpha_v = 0.6$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times 500 \times 157}{1.25} = 37.68 \text{ KN}$$

Dividindo o esforço S a transmitir pelos 4 parafusos, podemos perceber que a resistência ao corte é maior que o esforço aplicado.

$$F_{v,Ed} = \frac{S}{4} = \frac{112.11}{4} = 28.03 \text{ KN}$$

Resistência ao esmagamento do furo

A resistência dos furos da chapa é calculada pela Expressão (8.4) e a placa da alma tem uma espessura de 10 mm.

Em que:

$$\alpha_b = 0.93 \text{ Anexo E}$$

$$k_t = 1.0 \text{ Anexo E}$$

$$d \text{ é o diâmetro do parafuso} = 16 \text{ mm}$$

$$f_u \text{ é a tensão de cedência da placa ligada (S235)}$$

$$F_{b,Rd} = 69.63 \text{ KN}$$

8.2.2 Parafusos da alma

Os parafusos das cobre-juntas da alma estão sujeitos a esforços resultante do esforço cortante V e do momento fletor M_a . O esforço cortante V será distribuído uniformemente pelos parafusos da alma n_a . O momento M_a origina no parafuso mais afastado do centro da ligação uma componente $H_{máx}$ [8]. Teremos assim:

$$V_a = \frac{V}{n_a} = \frac{66.374}{4} = 16.594 \text{ KN}$$

$$H_{m\acute{a}x} = f \times \frac{M_a}{h'} = 0.45 \times \frac{18.47}{375} = 22.16 \text{ KN}$$

Onde:

$$f = \frac{6(n_a - 1)}{2n_a(n_a + 1)} = 0.45$$

$$R_{m\acute{a}x} = \sqrt{V_a^2 + H_{m\acute{a}x}^2} = 27.7 \text{ KN}$$

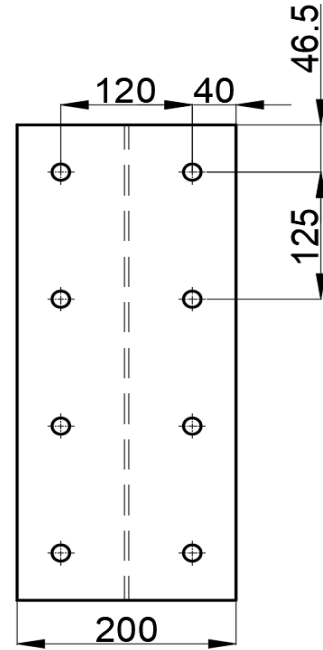


Figura 78 Ligação na alma

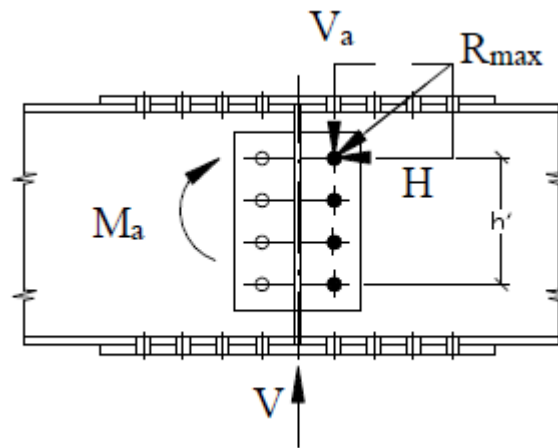


Figura 79 Esforços sobre a cobre-junta da alma

Foram igualmente escolhidos os parafusos M16 de classe 5.6.

Resistência do parafuso ao corte

A carga de corte dos parafusos é dada pela Expressão (8.2):

$$\alpha_v = 0.6$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times 500 \times 157}{1.25} = 37.68 \text{ KN}$$

Resistência ao esmagamento do furo

A resistência dos furos da chapa é calculada pela Expressão (8.4) e a placa da alma tem uma espessura de 10 mm.

Em que:

$$\alpha_b = 0.93 \text{ Anexo E}$$

$$k_t = 1.0 \text{ Anexo E}$$

$$d \text{ é o diâmetro do parafuso} = 16 \text{ mm}$$

$$f_u \text{ é a tensão de cedência da placa ligada (S235)}$$

$$F_{b,Rd} = 69.63 \text{ KN}$$

8.3 Ligação na cumeeira

A ligação na cumeeira é feita por flanges e as chapas são soldadas nas travessas. O princípio de dimensionamento é o mesmo usado na ligação da travessa ao pilar.

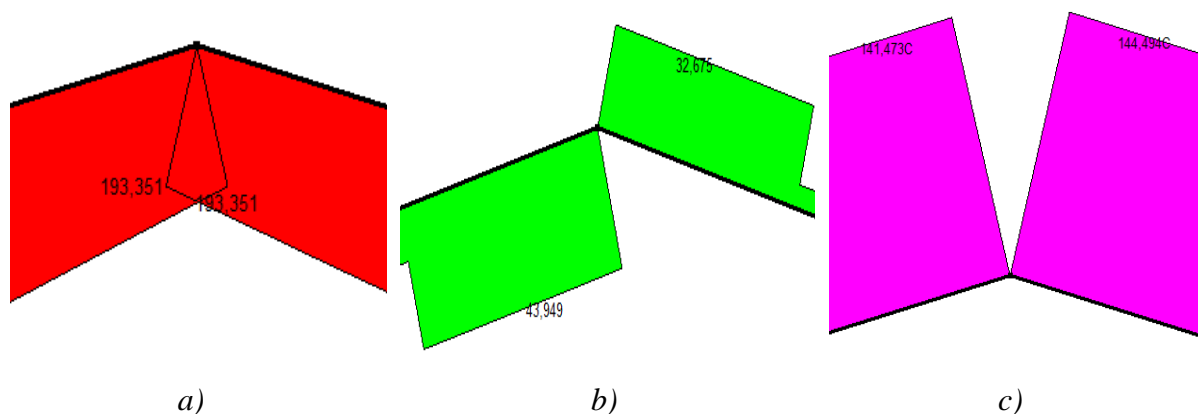


Figura 80 Diagramas de esforço da ligação na cumeeira a) *Momento fletor* b) *Esforço cortante* e c) *Esforço normal*

Tabela 58 Esforços da ligação na cumeeira

Esforços máximo na cumeeira	
M [KNm]	193.351
V [KN]	43.949
N [KN]	141.473

Dimensionamento do parafuso

A ligação entre a travessa e o pilar é feita com um parafuso M27 da classe 10,9.

$$f_{yb} = 300 \text{ MPa}$$

$$f_{ub} = 500 \text{ MPa}$$

$$d_0 = 22 \text{ mm}$$

$$A_r = 245 \text{ mm}^2$$

$$b = 210 \text{ mm}$$

$$s = 120 \text{ mm}$$

$$b = 210 \text{ mm}$$

$$h' = 810 \text{ mm}$$

$$m = 2$$

$$a = \frac{A_r \times m}{s} = \frac{245 \times 2}{120} = 4.083 \text{ mm}$$

$$c_1 = \sqrt{\frac{a}{b}} \times c = 0.14$$

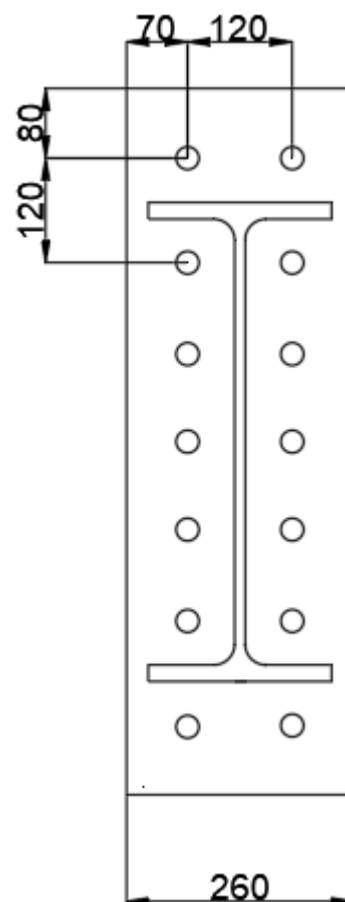
$$c_1 + c = 550 \text{ mm}$$

$$c_1 = 110.151 \text{ mm}$$

$$c = 789.86 \text{ mm}$$

$$I = \frac{a \times c^3}{3} + \frac{b \times c_1^3}{3} = 764.25 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$N_{m\acute{a}x} = \frac{M \times a \times s}{I \times m} \times \left(h' - c_1 - \frac{s}{2} \right) = 45.24 \text{ KN}$$



O $N_{m\acute{a}x}$ é a carga de tração máxima aplicada. A carga nos 2 primeiros parafusos.

Resistência do parafuso à tração

A carga de tração dos parafusos é dada pela seguinte Equação (8.1):

Sendo:

$$k_2 = 0.9$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$F_{t,Rd} = 88.2 \text{ KN}$$

Resistência do parafuso ao corte

A carga de corte dos parafusos é dada pela Expressão (8.2):

Em que:

$$\alpha_v = 0.5$$

$$F_{v,Rd} = 49 \text{ KN}$$

Combinação de corte e tração

A combinação entre o esforço de tração e o esforço de corte pode ser contabilizado satisfazendo a Equação (8.3).

Sendo:

$$F_{v,Ed} \text{ o esforço de corte na ligação dado por } \frac{43.949}{14} = 3.14 \text{ KN}$$

Tendo em conta que 14 é o número de parafusos usado para a ligação.

$$F_{t,Ed} \text{ o esforço de tração dado por } N_{máx} = 45.239 \text{ KN}$$

$$\frac{3.14}{49} + \frac{45.239}{1.4 \times 88.2} = 0.43 \leq 1,0$$

Resistência ao esmagamento do furo

O cálculo da resistência ao esmagamento dos furos é dado pela Equação (8.4).

A chapa tem uma espessura t de 10 mm.

Sendo:

$$\alpha_b = 0.56 \text{ Anexo E}$$

$$k_t = 1.0 \text{ Anexo E}$$

$$d \text{ é o diâmetro do parafuso} = 16 \text{ mm}$$

$$f_u \text{ é a tensão de cedência da placa ligada (S275)}$$

$$F_{b,Rd} = 61.6 \text{ KN}$$

Resistência da chapa ao esmagamento

O cálculo da resistência da chapa é dado pela Equação (8.5).

$$M = 193.351 \text{ KNm}$$

$$N = 141.473 \text{ KN}$$

$$\sigma_c = \frac{193.351 \times 10^6}{764.25 \times 10^6} \times 110.141 + \frac{141.473}{(210 \times 110.141)} = 34 \text{ MPa} \leq 275 \text{ MPa}$$

9 Conclusões e perspectivas de trabalho futuro

A base principal para a realização deste projeto foi o Eurocódigo, que trata de um conjunto de normas europeias que visam unificar o dimensionamento de estruturas. Mas que também apresenta a sua complexidade que fizeram com que enriquecesse a bibliografia de forma a recorrer a outras fontes para cobrir muito dos parâmetros em falta.

Além destes, serviram como ferramenta base o *Software Multiframe4D* e de igual modo o *Excel* para a realização do projeto.

Em suma o processo de dimensionamento passou inicialmente pela definição das ações que depende da situação geográfica de onde será construído o projeto. Tendo particular atenção nas ações do vento devido à complexidade da sua atuação tanto na transversal como na longitudinal, podendo provocar cargas de pressão, de sucção ou mesmo a combinação das duas na estrutura.

Com as ações, foi possível fazer o estudo para o dimensionamento de cada componente até à estrutura principal (pórticos). Começou-se pela seleção dos painéis de revestimento, destaque para os revestimentos de cobertura pois para estes foram selecionados painéis em *Lã de Rocha* porque têm como principais vantagens o isolamento térmico, acústico e, reação e resistência ao fogo.

Foram selecionadas madres de perfis *CEE*, sendo que na cobertura foram usados os *CEE plus*, perfis mais robustos, devido à maiores cargas, e com estes a preocupação foi diminuir a área da secção e reduzir o peso na estrutura.

Na obtenção dos diagramas, se pode constatar que nas extremidades das travessas dos pórticos os esforços são maiores. Houve a necessidade de utilizar cartelas de reforço para reduzir a secção transversal do perfil e reduzir também nos custos de execução.

A utilização de pilares de empena na estrutura tem a sua importância como por exemplo para servirem de apoios para as madres nesta fachada, que por sua vez servem de apoios para os revestimentos. Foram também dimensionados os contraventamentos pra garantir a estabilidade longitudinal da estrutura.

De uma forma sintetizada, pode-se concluir que as componentes dimensionadas são:

- ✓ Painéis de fachada: **WALLEC N(1000) – 600 mm Perfitec**
- ✓ Painéis de cobertura: **ROOFTEC 4FIRECLASS(1000) – 100 mm Perfitec**
- ✓ Madres de fachadas laterais: **C220×2 – S390 SadeF**
- ✓ Madres de fachadas de empena: **C170×2 – S390 SadeF**
- ✓ Madres de cobertura: **C+150×2.5 – S390 SadeF**
- ✓ Travessas: **IPE550 – S355**
- ✓ Pilar: **IPE550 – S355**
- ✓ Pilares de empena: **IPE330 – S355**
- ✓ Montantes dos contraventamentos: **ROR 89×3.2 – S355**
- ✓ Diagonais dos contraventamentos: **ROR 60.3×2.9 – S235**
- ✓ Parafusos: **M27** – ligação travessa a viga, **M16** – Ligação topo a topo e **M20** – ligação na cumeeira.

Como continuação de trabalho desenvolvido e em gesto de recomendação de trabalhos futuros, dá-se a extensão ao dimensionamento para ligações, especificamente nas ligações soldadas, pois dá uma visão completa do projeto tendo em conta a parte mecânica. E de certa forma o estudo das sapatas e a sua influência sobre a estrutura.

Referências

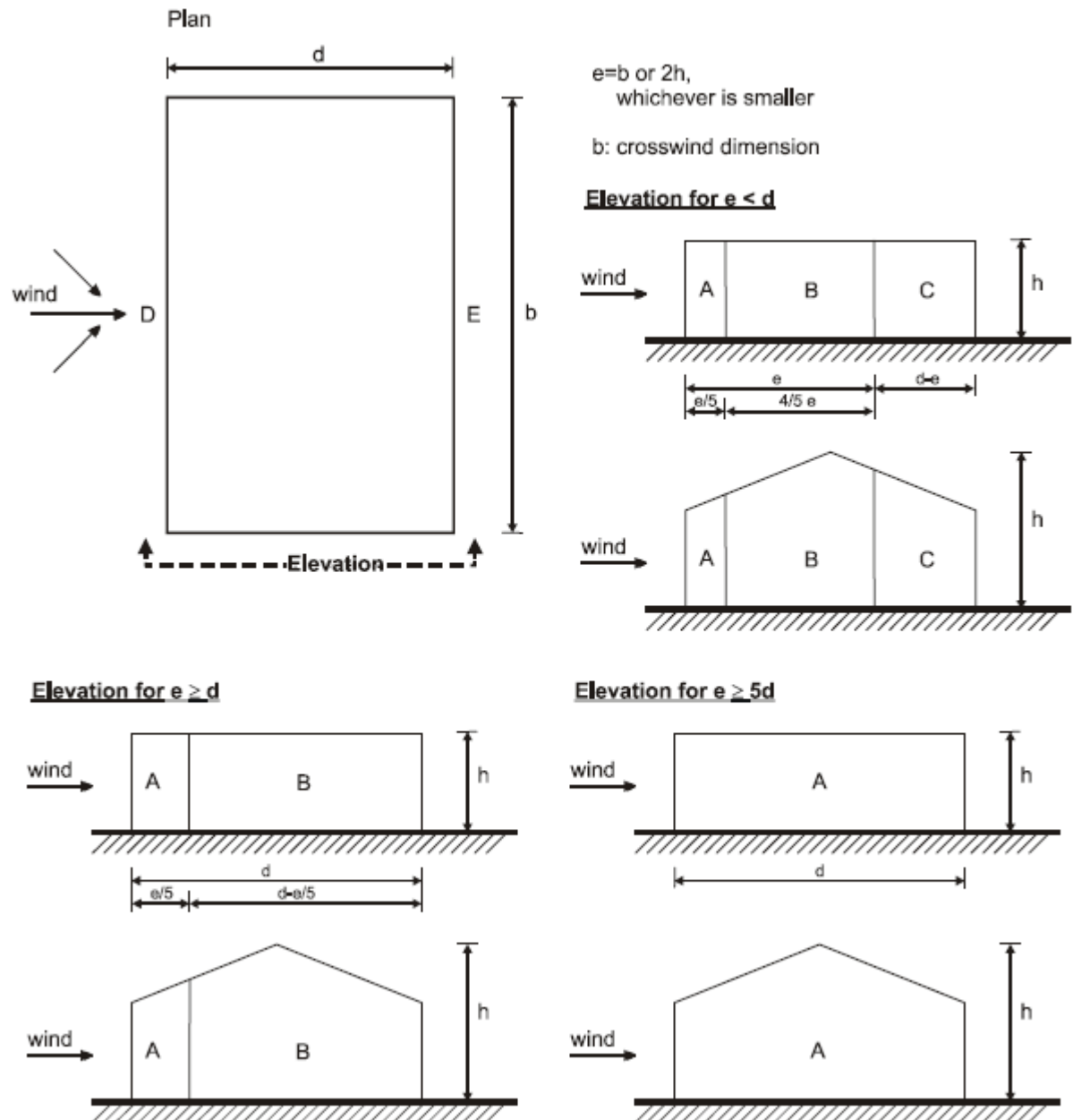
- [1] NPEN 1990: Eurocódigo - Base para projectos de estruturas, 2009.
- [2] NPEN 1993-1-1: Eurocódigo 3 - Projetos de estruturas de aço, 2010.
- [3] NPEN 1991-1-1: Eurocódigo 1 - Ações em estruturas. Parte 1-1: Ações gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecarga em edifícios, 2009.
- [4] NPEN 1991-1-3: Eurocódigo 1 - Ações em estruturas. Parte 1-3: Ações da neve, 2009.
- [5] NPEN 1991-1-4: Eurocódigo 1 - Ações em estruturas. Parte 1-4: Ações do vento, 2010.
- [6] A. Santiago, Manual de Dimensionamento de Estruturas em Aço Inoxidável, 2017.
- [7] L. S. d. Silva, R. Simões e H. Gervásio, Design of Steel Structures, 2ª ed., ECCS - European Convention for Constructional Steelwork, 2016.
- [8] C. R. Gomes, Apontamentos da Unidade Curricular de Estruturas Metálicas. Ligações Aparafusadas, Porto.
- [9] “NPEN 1993-1-8 Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço,” Parte 1-8: Projeto de ligações, 2010.
- [10] C. R. Gomes, Apontamentos da Unidade Curricular de Mecânica das estruturas, Porto: FEUP.
- [11] C. R. Gomes, Apontamentos da Unidade Curricular de Estruturas Metálicas. Anexo A - Dimensionamento de um pavilhão, Porto: FEUP.
- [12] L. Marques, L. S. d. Silva, R. Greiner e C. Rebelo, “Verificação da Encurvadura Lateral de Vigas de Secção Variável,” VIII Conference on Steel and Construction, p. 10, 24-25 Novembro 2011.
- [13] C. J. V. Fernandes, “Dissertação de Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica,” Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2018.
- [14] R. F. A. Ribeiro, “Dissertação de Modelação e Dimensionamento de Estruturas,” Porto, 2015.
- [15] L. f. B. d. Reis, Dissertação de Projeto de um Pavilhão em Estrutura Metálica Segundo o Eurocódigo 1 e Eurocódigo 3, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2016.

ANEXO A: Coeficientes de pressão

Os coeficientes de pressão são divididos em coeficientes de pressão exterior e coeficientes de pressão interior.

A.1 Coeficientes de pressão exterior

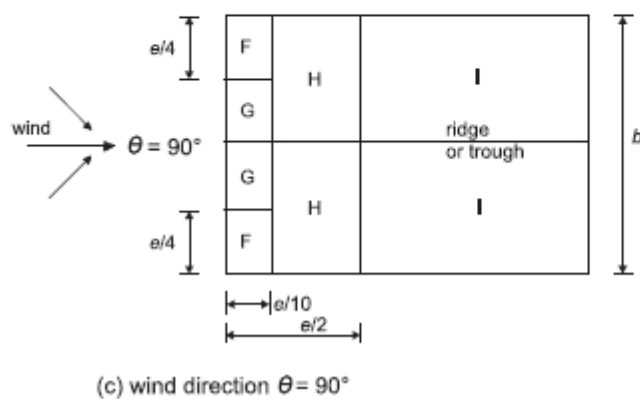
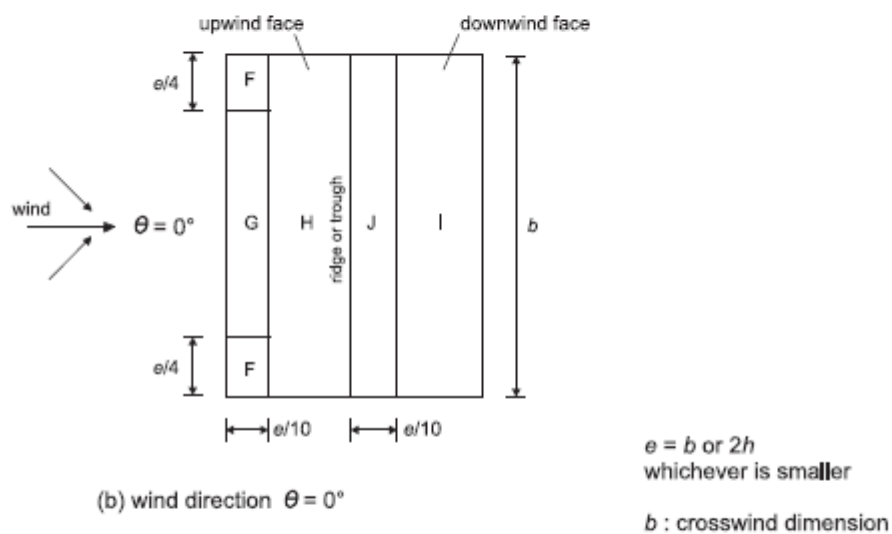
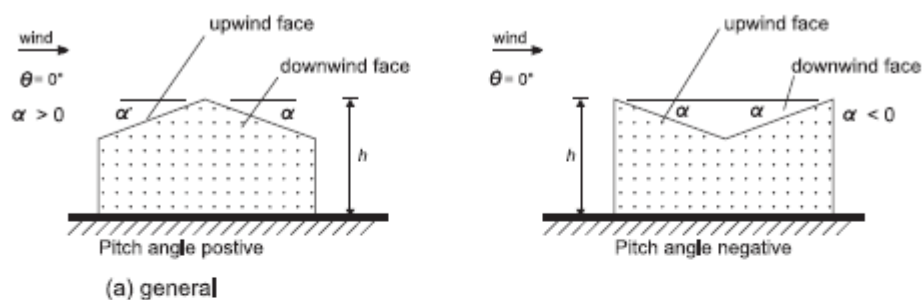
A.1.1 Paredes verticais



Quadro A Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para parede verticais de edificios de planta plana retangular

Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

A.1.2 Coberturas de duas vertentes



Quadro B Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes $\theta = 0^\circ$

Ângulo de inclinação α	Zona; Direcção do vento $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

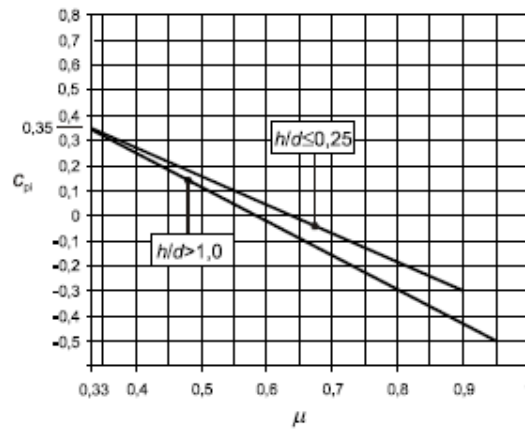
NOTA 1 : Com $\theta = 0^\circ$ e para inclinações entre $\alpha = -5^\circ$ e $\alpha = +45^\circ$, a pressão varia rapidamente entre valores positivos e negativos na vertente virada a barlavento, razão pela qual são fornecidos valores positivos e negativos. Para estas coberturas deverão ser considerados quatro casos, em que os valores maiores ou menores em todas as áreas F, G e H são combinados com os valores maiores ou menores nas áreas I e J. Não é permitida a mistura, numa mesma vertente, de valores positivos com valores negativos.

NOTA 2: Para ângulos de inclinação intermédios entre ângulos com o mesmo sinal, poderá ser efectuada uma interpolação linear entre valores com o mesmo sinal. (Não efectuar interpolação entre $\alpha = +5^\circ$ e $\alpha = -5^\circ$, mas antes utilizar os valores relativos às coberturas em terraço indicados em 7.2.3). Os valores iguais a 0,0 são fornecidos para efeitos de interpolação.

Quadro C Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes $\theta=90^\circ$

Ângulo de inclinação α	Zona; Direcção do vento $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

A.2 Coeficientes de pressão exterior



NOTA: Para valores de h/d entre 0,25 e 1,0 poderá efectuar-se uma interpolação linear.

Figura 7.13 – Coeficientes de pressão interior no caso de aberturas uniformemente distribuídas

$$\mu = \frac{\sum \text{área das aberturas em que } c_{pe} \text{ é negativo ou } -0,0}{\sum \text{área de todas as aberturas}} \quad (7.3)$$

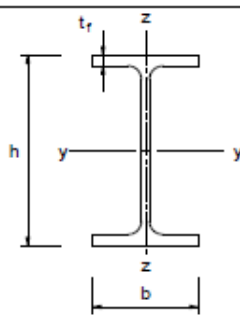
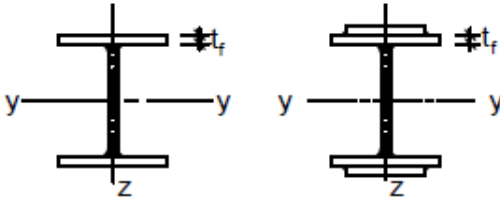

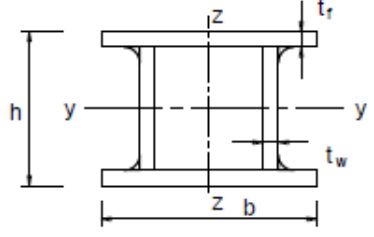
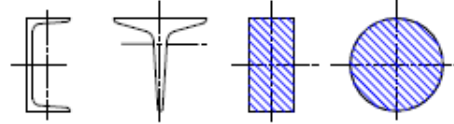
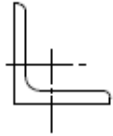
NOTA 1: Esta regra aplica-se a fachadas e a coberturas de edifícios com ou sem divisórias interiores.

NOTA 2: Quando não seja possível calcular o valor de μ para um determinado caso, ou tal cálculo não se considere justificado, o coeficiente c_{pi} deverá ser considerado com o valor mais gravoso de entre +0,2 e -0,3.

ANEXO B: Fator de imperfeição α

B.1 Elementos uniformes comprimidos

Curva de encurvadura	a_0	a	b	c	d
Factor de imperfeição α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Secção transversal	Limites	Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Perfis laminados 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y a z - z b	a_0 a_0
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y b z - z c	a a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y b z - z c	a a
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y d z - z d	c c
Perfis I soldados 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$		y - y b z - z c	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$		y - y c z - z d	c d
Secções tubulares 	acabadas a quente		qualquer	a a_0
	enformadas a frio		qualquer	c c
Secções em caixa soldadas 	em geral (excepto como abaixo indicado)		qualquer	b b
	soldaduras espessas: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$		qualquer	c c
Perfis U, T e secções cheias 			qualquer	c c
Cantoneiras 			qualquer	b b

B.1 Elementos uniformes em flexão (Encurvadura lateral)

<i>Curva de encurvadura</i>	a	b	c	d
<i>Factor de imperfeição α_{LT}</i>	0,21	0,34	0,49	0,76

<i>Secção transversal</i>	<i>Limites</i>	<i>Curva de encurvadura</i>
<i>Secções em I laminadas</i>	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
<i>Secções em I soldadas</i>	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
<i>Outras secções transversais</i>	-	d

ANEXO C: Momento Crítico Elástico

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}} + (C_2 z_g)^2 - C_2 z_g \right\} \quad (E.1)$$

onde:

I_t é a constante de torsão;

I_w é a constante de empenamento;

I_z é o momento de inércia em relação ao eixo secundário;

k e k_w são fatores de comprimento efetivo;

L é o comprimento da viga entre os pontos que têm restrição lateral;

z_g é a distância entre o ponto de aplicação de carga e o centro de corte;
(Nota: para secções duplamente simétricas, o centro de corte coincide com o centro geométrico);

C_1 é o fator de momento uniforme equivalente e tem em conta a forma do diagrama de momentos fletores;

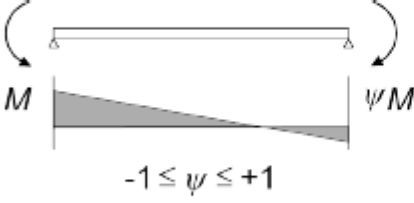
C_2 é um parâmetro associado ao nível de carga e depende da forma do diagrama de momentos fletores.

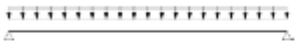

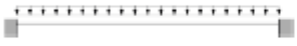





O fator k refere-se à rotação de extremidade no plano. É análogo ao rácio do comprimento de encurvadura com o comprimento do sistema para um elemento comprimido. k não deve ser inferior a 1,0 sem uma justificação clara.

O fator k_w refere-se ao empenamento de extremidade. A menos que seja prevista uma provisão especial para a fixação, k_w deve ser igual a 1,0.

No caso de condições normais de apoio nas extremidades (apoios em forquilha), k e k_w são iguais a 1,0.

Geralmente, z_g é positivo para as cargas que atuam em direção ao centro de corte a partir do ponto de aplicação.

Momento de extremidade e condições apoio	ψ	C_1
 <p>$-1 \leq \psi \leq +1$</p>	+1,00	1,00
	+0,75	1,17
	+0,50	1,36
	+0,25	1,56
	0,00	1,77
	-0,25	2,00
	-0,5	2,24
	-0,75	2,49
	-1,00	2,76

Carregamento e condições de apoio	Diagrama de momentos fletores	C_1	C_2
		1,13	0,454
		2,60	1,55
		1,35	0,630
		1,69	1,65

ANEXO D: Métodos para determinar o fator de interação k_{ij}

Método 1: Factores de interacção k_{ij} para a expressão de interacção indicada em 6.3.3(4)

Quadro A.1 – Factores de interacção k_{ij} (6.3.3(4))

Factores de interacção	Hipóteses de cálculo	
	Propriedades elásticas das secções transversais Classe 3, Classe 4	Propriedades plásticas das secções transversais Classe 1, Classe 2
k_{yy}	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{yy}}$
k_{yz}	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{yz}} 0,6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}}$
k_{zy}	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{zy}} 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}}$
k_{zz}	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{zz}}$
Termos auxiliares:		
$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$ com $b_{LT} = 0,5 a_{LT} \bar{\lambda}_0^2 \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}$	

(continua)

Quadro A.1 – Factores de interacção k_{ij} (6.3.3(4)) (continuação)


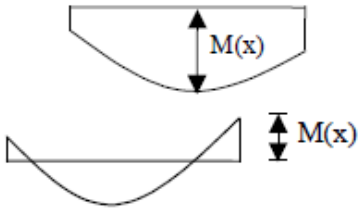


$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$ $w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1,5$ $w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1,5$ $n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk} / \gamma_{M0}}$ $C_{my} \text{ ver o Quadro A.2}$ $a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \geq 0$	$C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_z^5} \right) n_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}} \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$ <p>com $c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^2}{5 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$</p> $C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_y^5} \right) n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$ <p>com $d_{LT} = 2 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz} M_{pl,z,Rd}}$</p> $C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \left[2 - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 - e_{LT} \right] n_{pl} \geq \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$ <p>com $e_{LT} = 1,7 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$</p>
$\bar{\lambda}_{max} = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y \\ \bar{\lambda}_z \end{array} \right.$ <p>$\bar{\lambda}_0$ = esbelteza normalizada relativa à encurvadura lateral para o caso de momento flector uniforme, ou seja, $\psi_y = 1,0$ no Quadro A.2</p> <p>$\bar{\lambda}_{LT}$ = esbelteza normalizada relativa à encurvadura lateral</p> <p>Se $\bar{\lambda}_0 \leq 0,2 \sqrt{C_1} \sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}$:</p> $C_{my} = C_{my,0}$ $C_{mz} = C_{mz,0}$ $C_{mLT} = 1,0$	

(continua)

Quadro A.1 – Factores de interacção k_{ij} (6.3.3(4)) (conclusão)

$C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}$	
<p>Se $\bar{\lambda}_0 > 0,2\sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}$: $C_{mx} = C_{mx,0}$</p>	
$C_{mLT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \geq 1$	
<p>C_1 coeficiente para ter em conta a distribuição de momentos e as condições de apoio nas extremidades; C_1 poderá tomar-se igual a k_c^{-2}, em que k_c é obtido do Quadro 6.6</p>	
<p>$C_{mi,0}$ ver o Quadro A.2</p>	
<p>$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}}$ para as secções transversais das Classes 1, 2 e 3</p>	
<p>$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A_{eff}}{W_{eff,y}}$ para as secções transversais da Classe 4</p>	
<p>$N_{cr,y}$ = esforço normal crítico de encurvadura elástica por flexão em torno do eixo y-y $N_{cr,z}$ = esforço normal crítico de encurvadura elástica por flexão em torno do eixo z-z $N_{cr,T}$ = esforço normal crítico de encurvadura elástica por torção I_T = constante de torção de St. Venant I_y = momento de inércia em relação ao eixo y-y</p>	

Quadro A.2 – Coeficientes de momento uniforme equivalente $C_{mi,0}$

Diagrama de momentos	$C_{mi,0}$
 <p>M_1 ψM_1</p> <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$C_{mi,0} = 0,79 + 0,21\psi_i + 0,36(\psi_i - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
 <p>$M(x)$</p> <p>$M(x)$</p>	$C_{mi,0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI_i \delta_x }{L^2 M_{i,Ed}(x) } - 1 \right) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ <p>$M_{i,Ed}(x)$ valor máximo do momento $M_{y,Ed}$ ou $M_{z,Ed}$ correspondente a uma análise de primeira ordem</p> <p>δ_x flecha máxima ao longo do elemento</p>
	$C_{mi,0} = 1 - 0,18 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + 0,03 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$

Método 2: Factores de interacção k_{ij} para a expressão de interacção indicada em 6.3.3(4)


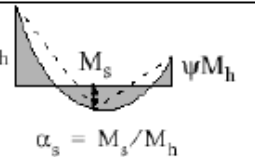
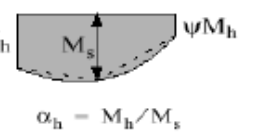
Quadro B.1 – Factores de interacção k_{ij} para elementos não susceptíveis à deformação por torção

Factores de interacção	Tipo de secções	Hipóteses de cálculo	
		Propriedades elásticas das secções transversais Classe 3, Classe 4	Propriedades plásticas das secções transversais Classe 1, Classe 2
k_{yy}	Secções em I Secções tubulares rectangulares	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	Secções em I Secções tubulares rectangulares	k_{zz}	$0,6 k_{zz}$
k_{zy}	Secções em I Secções tubulares rectangulares	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
k_{zz}	Secções em I	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	Secções tubulares rectangulares		$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
Para secções em I e H e para secções tubulares rectangulares submetidas a compressão axial e a flexão recta $M_{y,Ed}$, o factor k_{zy} poderá considerar-se $k_{zy} = 0$.			

Quadro B.2 – Factores de interacção k_{ij} para elementos susceptíveis à deformação por torção

Factores de interacção	Hipóteses de cálculo	
	Propriedades elásticas das secções transversais Classe 3, Classe 4	Propriedades plásticas das secções transversais Classe 1, Classe 2
k_{yy}	k_{yy} do Quadro B.1	k_{yy} do Quadro B.1
k_{yz}	k_{yz} do Quadro B.1	k_{yz} do Quadro B.1
k_{zy}	$\left[1 - \frac{0,05\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ <p>para $\bar{\lambda}_z < 0,4$:</p> $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
k_{zz}	k_{zz} do Quadro B.1	k_{zz} do Quadro B.1

Quadro B.3 – Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m dos Quadros B.1 e B.2

Diagrama de momentos	Domínio de aplicação		C_{my} e C_{mz} e C_{mLT}	
			Carga uniforme	Carga concentrada
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 $\alpha_s = M_s / M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 $\alpha_h = M_h / M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1+2\psi)$
Em elementos com modos de encurvadura associados a deslocamentos laterais, o coeficiente de momento uniforme equivalente deverá tomar-se igual a $C_{my} = 0,9$ ou $C_{mz} = 0,9$, respectivamente.				
C_{my} , C_{mz} e C_{mLT} deverão ser obtidos de acordo com o diagrama dos momentos flectores actuantes entre as secções de travamento, de acordo com:				
coeficiente de momento	eixo de flexão	travamento na direcção		
C_{my}	y-y	z-z		
C_{mz}	z-z	y-y		
C_{mLT}	y-y	y-y		

ANEXO E: Ligação aparafusada

E1 Elementos ligados

- *Resistência ao esmagamento*

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5\alpha_b k_t t d f_u}{\gamma_{M2}}$$

Onde:

α_b é o coeficiente de esmagamento na direção de transferência de cargas;

k_t é o coeficiente de esmagamento na direção perpendicular à transferência de cargas;

d é o diâmetro do parafuso;

t é a espessura da placa ligada;

f_u é a tensão de cedência característica das placas ligadas.

Os coeficientes α_b e k_t neste trabalho são definidos para ligação de placas grossas. São consideradas placas grossas a espessuras maior que 4 mm.

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{matrix} 1,0 \\ \frac{e_1}{d_0} \end{matrix} \right\}$$

$$k_t = \begin{cases} 1,0 & \text{para } \left(\frac{e_2}{d_0} \right) > 1,5 \\ 0,8 & \text{para } \left(\frac{e_2}{d_0} \right) \leq 1,5 \end{cases}$$